

SÉRIE A, N° 2481

N° D'ORDRE : 3353

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES PHYSIQUES

PAR

Pierre HABIB

1^{re} THÈSE. — **LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS.**

2^e THÈSE. — **PROPOSITIONS DONNÉES PAR LA FACULTÉ.**

Soutenues le 3 Juin 1952, devant la Commission d'examen :

MM. E. PÉRÈS	} <i>Présidents.</i>
A. CAQUOT	
E. DARMOIS	} <i>Examineurs.</i>
THIRY	

LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e

1953

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

Doyen M. A. CHATELET

PROFESSEURS

G. JULIA	T	Analyse supérieure et Algèbre supérieure.	KASTLER	T	Physique.
A. DENJOY	T	Théorie des Fonctions.	CHATELET	T	Arithmétique et théorie des nombres.
L. LUTAUD	T	Géographie physique et Géologie dynamique.	EPHRUSSI	T	Génétique.
E. DARMOIS	T	Enseignement de Physique.	WURMSER	T	Biologie physico-chimique.
ROBERT LÉVY	T	Physiologie comparée.	BAUER	T	Chimie - Physique.
Mme RAMART-LUCAS.	T	Chimie organique.	RIVIÈRE		Géologie (P. C. B.).
FOCH	T	Mécanique physique et expérimentale.	GAUTHERET	T	Biologie végétale (P. C. B.).
PAUTHENIER	T	Électrotechnique générale.	LUCAS	T	Physique.
DE BROGLIE	T	Théories physiques.	A. THOMAS	T	Évolution des êtres organisés.
JOB	T	Chimie générale.	ARNULF		Optique appliquée.
PRENANT	T	Anatomie et Histologie comparées.	MAX MORAND		Physique.
COMBES	T	Physiologie végétale.	SOLEILLET		Physique.
GARNIER	T	Géométrie supérieure.	FORTIER	T	Mécanique expérimentale des fluides.
PÈRÈS	T	Mécanique des fluides et applications.	DANJON	T	Astronomie.
LAUGIER	T	Physiologie générale.	FROMAGEOT	T	Chimie biologique.
TOUSSAINT	T	Technique Aéronautique.	LAPORTE	T	Physique générale et Radioactivité.
M. CURIE	T	Physique (P. C. B.).	JANET	T	Mathématiques générales.
G. RIBAUD	T	Hautes températures.	PETIT	T	Biologie maritime.
CHAZY	T	Mécanique analytique et Mécanique céleste.	QUENEY	T	Météorologie et dynamique atmosphérique.
CROZE	T	Physique théorique et physique céleste.	GALLIEN	T	Biologie animale (P. C. B.).
DUPONT	T	Théories chimiques.	EICHHORN		Biologie végétale (P. C. B.).
VALIRON	T	Calcul différentiel et Calcul intégral.	DE CUGNAC		Biologie végétale (P. C. B.).
BARRABÉ	T	Géologie structurale et géologie appliquée.	Mlle CAUCHOIS	T	Chimie-Physique.
VAVON	T	Analyse et mesures chimiques.	THELLIER		Physique du Globe.
G. DARMOIS	T	Calcul des probabilités et Physique mathématique.	AUDUBERT		Électrochimie.
JACQUES BOURCART ..	T	Géographie physique et Géologie dynamique.	L'HÉRITIER		Génétique.
AUBEL	T	Chimie biologique.	GRIVET	T	Radio Électricité.
Mme JOLIOT-CURIE ..	T	Physique générale et Radioactivité.	PONCIN		Mécanique des fluides.
PLANTEFOL	T	Botanique.	THIRY	T	Mécanique appliquée.
CABANNES	T	Recherches physiques.	DUBREIL		Mathématiques générales.
GRASSÉ	T	Évolution des êtres organisés.	QUELET		Chimie (P. C. B.).
PRÉVOST	T	Chimie organique.	CAGNIARD		Géophysique appliquée.
BOULIGAND	T	Application de l'analyse à la Géométrie.	CHAMPETIER		Chimie appliquée.
CHAUDRON	T	Chimie appliquée.	CUVILLIER		Géologie structurale et Géologie appliquée.
WYART	T	Minéralogie.	JUNG	T	Pétrographie.
TEISSIER	T	Zoologie.	TRILLAT		Physique (P. C. B.).
MANGENOT	T	Biologie végétale.	WIEMANN		Chimie (P. C. B.).
P. AUGER	T	Physique quantique et relativité.	LICHNEROWICZ		Mathématiques générales.
MONNIER		Physiologie générale.	JACQUINOT	T	Physique (P. C. B.).
PIVETEAU	T	Géologie.	VASSY		Physique de l'atmosphère.
ROCARD	T	Physique.	DESTOUCHES		Théories physiques.
H. CARTAN	T	Mathématiques (E. N. Supérieure).	M. PRUVOST	T	Géologie.
SCHAEFFER	T	Physiologie des fonctions.	AMIEL		Chimie (P. C. B.).
LAFFITTE	T	Chimie générale.	HOCART		Minéralogie.
FAVARD	T	Mécanique générale.	MACHEBEUF		Microbiologie.
COULOMB	T	Physique du Globe.	J.-P. MATHIEU		Physique (P. C. B.).
Mlle COUSIN	T	Biologie animale (P. C. B.).	COUTEAUX		Biologie animale (P. C. B.).
CHRÉTIEN	T	Chimie minérale.	MAY		Biologie animale (P. C. B.).
P. DRACH	T	Zoologie.	CHOQUET		Calcul différentiel.
			FELDMANN		Biologie (P. C. B.).
			GUINIER		Physique (P. C. B.).
			JOST		Biologie (P. C. B.).

Secrétaire CH. MONIER

FACULTÉ DES SCIENCES

Nom du Candidat : **HABIB.**

Prénoms : **Pierre.**

Date de la soutenance : **3 Juin 1952.**

Numéro d'ordre : **3353. Série : A, n° 2481.**

1

HABIB (Pierre). — La résistance au cisaillement des sols. Paris, *La Documentation technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Édit. 1953, in-4° carré, 40 p., 108 fig.

Th. Sc. Phys. Paris, 1953, Sér. A, 2481, N° 3353.

2

HABIB (Pierre). — La résistance au cisaillement des sols. Paris, *La Documentation technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Édit. 1953, in-4° carré, 40 p., 108 fig.

Th. Sc. Phys. Paris, 1953, Sér. A, 2481, N° 3353.

3

HABIB (Pierre). — La résistance au cisaillement des sols. Paris, *Le Documentation technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Édit. 1953, in-4° carré, 40 p., 108 fig.

Th. Sc. Phys. Paris, 1953, Sér. A, 2481, N° 3353.

4

HABIB (Pierre). — La résistance au cisaillement des sols. Paris, *La Documentation technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Édit. 1953, in-4° carré, 40 p., 108 fig.

Th. Sc. Phys. Paris, 1953, Sér. A, 2481, N° 3353.

5

HABIB (Pierre). — La résistance au cisaillement des sols. Paris, *La Documentation technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Édit. 1953, in-4° carré, 40 p., 108 fig.

Th. Sc. Phys. Paris, 1953, Sér. A, 2481, N° 3353.



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41552216_0029

SÉRIE A, N° 2481

N° D'ORDRE : 3353

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES PHYSIQUES

PAR

Pierre HABIB

1^{re} THÈSE. — **LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS.**

2^e THÈSE. — **PROPOSITIONS DONNÉES PAR LA FACULTÉ.**

Soutenues le 3 Juin 1952, devant la Commission d'examen :

MM. E. PÉRÈS	}	<i>Présidents.</i>
A. CAQUOT		
E. DARMOIS	}	<i>Examineurs.</i>
THIRY		

LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e

—
1953

A MON PÈRE A MA MÈRE A MA FEMME

à M. A. CAQUOT, Président de l'Académie des Sciences,

Qui a tant fait pour le développement de la mécanique
du sol en France.

à M. le Professeur PÉRÈS, Professeur de Mécanique rationnelle,

Qui nous a fait le très grand honneur d'accepter la pré-
sidence de cette thèse.

à M. le Professeur E. DARMOIS, Professeur de Physique.

à M. le Professeur THIRY, Professeur de Mécanique physique.

à M. l'Ingénieur Général A. MAYER, Vice-Président du Comité Français de Mécanique du Sol.

Qui n'a cessé de nous encourager dans nos travaux et
nous a guidé par ses conseils affectueux.

au Service SOL ET FONDATIONS des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

à MES AMIS ET COLLÈGUES

Pour l'aide matérielle que j'ai trouvée auprès d'eux.

à MM. FLORENTIN ET L'HÉRITEAU

Qui, par leurs critiques soutenues mais bienveillantes,
m'ont permis d'éclaircir des points importants.

à MM. GUENOT ET KLEIN, assistant et préparateur aux L. B. T. P.

Qui ont réalisé la plupart des essais rapportés dans cette
thèse.

à mon camarade de travail RENÉ MARCHAND, Ingénieur civil de l'École Nationale des
Ponts et Chaussées.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Introduction	3	5. Description des essais et des matériaux utilisés	14
Historique. Généralités	3	6. Interprétation de la résistance au cisaillement. Essai direct	19
CHAPITRE I. — Résistance au cisaillement des sables	4	7. Interprétation de la résistance au cisaillement. Essais triaxiaux	21
1. Description du phénomène et de sa mesure	4	8. Essais et interprétations. Échec de la théorie lorsque $\rho = 45^\circ$	23
2. Critères de rupture	5	9. Étude détaillée des matériaux ou $\rho = 45^\circ$	25
3. Essais triaxiaux	5	10. Pression des pores	31
4. Comparaisons d'essais de cisaillement avec différents modes opératoires classiques	6	11. Influence de la contrainte principale moyenne	32
5. Autres méthodes de mesure	6	12. Limites d'utilisation du schéma de l'argile	33
CHAPITRE II. — Résistance au cisaillement des argiles	11	CHAPITRE III. — Résistance au cisaillement des limons	35
1. Généralités sur les argiles	11	1. Généralités	35
2. La loi de Coulomb	12	2. Résistance au cisaillement	36
3. Pression de consolidation	12	3. Influence de la contrainte principale moyenne	37
4. Schéma de l'argile	13	CONCLUSIONS	38



NOTATIONS

N_1, N_2, N_3 : Contraintes principales totales rangées dans l'ordre $N_1 < N_2 < N_3$;
 n : composante normale au plan de cisaillement de la contrainte totale;
 t : composante de cisaillement de la contrainte totale;
 u : pression de l'eau interstitielle;
 $N_1 - u, N_2 - u, N_3 - u$ } contraintes principales effectives;
 v_1, v_2, v_3 }
 $n - u$: contrainte effective normale au plan de cisaillement;
 ρ : angle du plan de rupture avec la plus grande contrainte principale;
 φ : angle de frottement interne } équation de Coulomb;
 c : cohésion }

φ_v : angle de frottement interne vrai } équation de Hvorslev;
 c_v : cohésion vraie.
 φ_a : angle de frottement interne apparent } essais rapides;
 c_a : cohésion apparente
 C : couple de torsion;
 R : rayon d'une éprouvette cylindrique;
 d_s : densité sèche;
 ε : indice des vides;

Les définitions des essais classiques sont reportées en annexes; les renvois (annexes —) permettent de s'y référer.

Les crochets [] indiquent une référence bibliographique dont la liste est donnée à la fin du texte.

INTRODUCTION

Le but général de cette étude est la recherche des déformations des sols soumis à des systèmes de sollicitations quelconques. La détermination de la rupture de ces matériaux lorsqu'ils sont soumis à des étreintes tridimensionnelles en est un cas particulier qui y sera largement développé.

Ceci nous a conduits à rechercher à analyser en détail le mécanisme de la rupture des sols et à distinguer, comme il est classique de le faire, les matériaux pulvérulents et les matériaux cohérents. Les premiers correspondent à un ensemble de particules qui n'intéressent leurs voisins que par des actions de contact ou frottement. Les seconds sont, en général, des ensembles à plusieurs phases, solides, liquides et gaz, qui, en plus des actions de contact entre particules sont soumis à des liaisons physiques ou physico-chimiques souvent mal connues. De toutes façons, la présence d'eau interstitielle entre les grains fait varier considérablement leur comportement lorsque ces matériaux sont soumis à des contraintes et, de même que les propriétés physiques de cette eau interstitielle sont mal connues, les incidences mécaniques qui en résultent peuvent donner lieu, fréquemment, à des erreurs d'interprétation : le but de cette étude est essentiellement de chercher à préciser la validité des hypothèses et les limites du calcul.

Après un bref rappel historique, nous étudierons le cas des sables et des milieux pulvérulents, ce qui, à priori, est le plus simple puisqu'on est effectivement en présence de contact intergranulaire. Nous chercherons ensuite les résultats qui peuvent être utilisés pour les argiles. Enfin nous étendrons les résultats obtenus aux limons et sols cohérents intermédiaires. Nous montrerons

l'intérêt et les limites de l'étude d'échantillons naturels en laboratoire.

Rappelons tout de suite que la définition de la cohésion en mécanique du sol est différente de celle de la résistance des matériaux. Nous nous conformerons donc à l'habitude et appellerons cohésion l'intersection d'une courbe intrinsèque avec l'axe des cisaillements et non avec l'axe des contraintes principales.

Il est difficile de faire un exposé qui soit à la fois simple et suffisamment précis des théories actuelles de la résistance au cisaillement des sols, étant donné le nombre de facteurs qui interviennent et aussi, parce que ces théories ne sont pas encore assez appuyées sur des observations expérimentales. Enfin, la mécanique des sols n'a pas encore une terminologie sans équivoque. On emploie, par exemple, les mots : contrainte intergranulaire et frottement interne pour les argiles alors que l'on ignore si les contacts entre particules argileuses sont effectifs et, à fortiori, si le frottement est réel.

Nous avons donc cherché ici à présenter les résultats permettant de suivre l'ensemble des facteurs intervenant dans la résistance au cisaillement qui est, rappelons-le, la donnée fondamentale de la détermination de la stabilité des fondations. Ceci nous a conduits, d'une part à utiliser des théories déjà existantes, à en chercher les limites, à essayer de les poursuivre et d'autre part, à exposer des résultats d'essais dont l'intérêt ne paraît pas toujours immédiatement lié à l'étude du sujet; enfin certaines expériences que nous rapportons n'ont pas reçu d'explications valables et ne sont encore que des observations physiques dans un cadre expérimental donné.

HISTORIQUE — GÉNÉRALITÉS

Les origines de la mécanique des sols sont essentiellement françaises. C'est à COULOMB (1773) que l'on doit le premier exposé théorique qui fut présenté à l'Académie Royale des Sciences sous le titre : « Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture ». Jusqu'en 1850 pratiquement, les nouveaux apports furent illustrés par les noms d'ingénieurs et de savants français : POISSON, FRANÇAIS, PONCELET, PRONY, DARCY. En 1856, le savant écossais RANKINE traite le problème de l'équilibre intérieur d'un corps solide dépourvu de cohésion et limité par une surface plane libre. En 1870, Maurice LEVY résout le même problème de façon très semblable. Cette question avait d'ailleurs été abordée par BOUSSINESQ. Vers la même époque, les *Annales des Ponts et Chaussées* publient de nombreux articles théoriques sur la poussée des terres et des études d'expériences étrangères comme celle de G. H. DARWIN ou celle de BAKER. A une époque plus récente, la contribution théorique de la France reste encore très importante; les travaux de RESAL, BONNEAU, RAVISE, FRONTARD, CAQUOT, ont abouti à la solution du problème le plus général des équilibres de poussée et butée. Mais à côté de cette partie théorique extrêmement poussée, les études expérimentales n'ont pas été entre-

prises systématiquement. Ainsi le phénomène physique de la cohésion étant mal connu, RANKINE a écrit :

« L'air, l'humidité et les changements de température agissent d'une façon continue pour détruire la cohésion des terres, de telle sorte que, finalement, on ne doit plus compter que sur le frottement pour leur donner une stabilité permanente », privant ainsi le constructeur d'un facteur important de la stabilité.

De telles lacunes étaient très fréquentes et, encore en 1903, RESAL, à propos des essais de G. H. DARWIN à Cambridge, écrivait :

« Il ne paraît pas bien utile de vérifier expérimentalement l'exactitude des formules fournies, en dehors de toutes hypothèses, par des calculs dont la rigueur mathématique semble incontestable; et d'ailleurs il semble très difficile d'écarter des expériences de ce genre les causes d'erreurs qui peuvent entacher les résultats, et leur ôter toute précision et toute valeur. Il serait à coup sûr beaucoup plus intéressant de procéder pour toutes les natures de terres à des observations nombreuses et précises en ce qui touche les valeurs à attribuer à l'angle de talus naturel. Or, on ne possède, à cet égard, que des notions vagues et imprécises. »

Pratiquement, ce n'est que vers 1910 qu'ont commencé en France des études expérimentales suivies. Dans le même temps, dans d'autres pays, de nouvelles écoles sont apparues, influencées souvent par des circonstances locales particulièrement défavorables pour les fondations : ainsi les mauvais terrains des Pays-Bas, de la Vallée du Danube, du sous-sol de Mexico, ainsi que les argiles glaciaires quaternaires des pays nordiques ont obligé les techniciens à étudier de près les principes même de la nouvelle science du sol. Ceci s'est traduit par un vaste mouvement de recherches théoriques et empiriques où les moyens mis en œuvre étaient à la taille des constructions effectuées.

Il est d'ailleurs intéressant de constater que la Mécanique du Sol s'est développée parallèlement aux exigences du Génie civil. Ainsi, en France, les travaux de soutènement des fortifications de VAUBAN du XVII^e siècle ont été à l'origine des premières règles portant sur la poussée des terres. Les équilibres des berges de

canaux sont à l'origine de la recherche des hauteurs limites du début du XIX^e siècle comme celle de FRANÇAIS; le développement des chemins de fer coïncide avec les nouveaux travaux sur les talus de la fin du XIX^e siècle; l'extension des travaux à la mer et les ruptures des murs de quais sont à l'origine des théories récentes; la théorie du tassement des couches argileuses s'est développée dans des pays où les terrains compressibles sont assez étendus et il en est de même actuellement avec la construction de barrages en terre de grande hauteur.

La présente étude cherche à préciser les caractéristiques mécaniques des sols et s'inscrit dans la série des travaux expérimentaux visant à préciser les hypothèses de base et à fournir les coefficients que l'on introduit ensuite dans les formules; en conséquence, les mathématiques seront fort peu utilisées, à l'avantage des observations physiques d'expériences cherchant à présenter, sinon une unité complète, du moins un ensemble de vues générales.

CHAPITRE PREMIER

RÉSISTANCE AU CISAILEMENT DES SABLES

— DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE ET DE SA MESURE

Le cas des sables est suffisamment bien connu pour qu'il ne soit pas nécessaire d'insister sur les résultats acquis. Nous rappellerons simplement les conclusions qui se dégagent de l'étude expérimentale telles qu'elles sont exprimées par exemple dans le *Traité de Mécanique du Sol* de MM. CAQUOT et KERISEL [8].

— Un massif pulvérulent est en équilibre lorsque les contraintes vérifient en tous points la relation : $t \leq n \operatorname{tg} \varphi$.

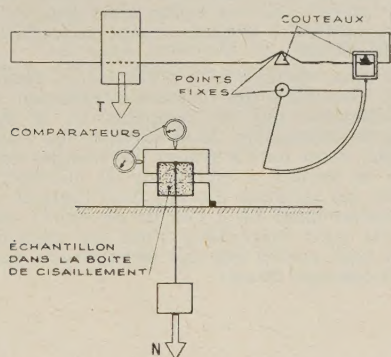


FIG. 1. — Principe de l'appareil de Casagrande.

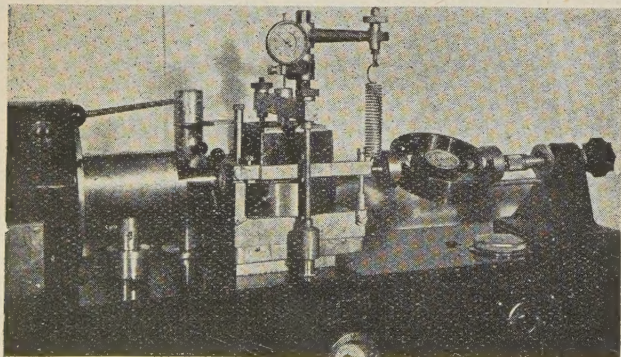


FIG. 2. — Appareil de cisaillement à vitesse constante.

t : composante de cisaillement;
 n : composante normale, toujours positive;
 φ : angle de frottement interne du milieu.

On vérifie cette hypothèse par des essais directs de cisaillement, soit rectiligne (appareil de Casagrande) (fig. 1, 2, 3), soit circulaire en utilisant une couronne cylindrique (appareil de Hvorslev; appareil de Caquot et Kerisel) (fig. 4), ou en utilisant un cylindre plein (appareil de Langer) (fig. 5). Dans tous ces types d'appareils, l'échantillon est placé entre deux parties mobiles l'une par rapport à l'autre et la rupture a lieu suivant un plan imposé sur lequel on exerce une pression normale; ceci justifie le nom de frottement interne donné à la caractéristique φ .

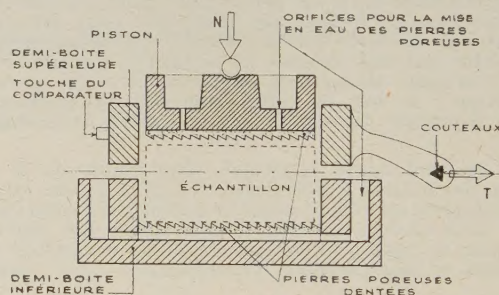


FIG. 3. — Boîte de cisaillement. Schéma.

On peut utiliser aussi des vérifications indirectes basées soit sur la détermination des conditions de stabilité des ouvrages, soit sur des essais triaxiaux dont nous aurons l'occasion de reparler longuement.

D'une façon générale ces essais mettent en évidence la variation de la résistance au cisaillement, c'est-à-dire de la caractéristique φ en fonction de la compacité du sable ainsi que la variation de la compacité en cours de cisaillement. La variation de φ en fonction de la compacité est un phénomène connu depuis longtemps puisque BOUSSINESQ en 1884 admettait que le rapport $\frac{\sin \varphi}{d_s}$ était constant, d_s étant la densité sèche du sable. Cette relation semble d'ailleurs inexacte. Si nous appelons ε l'indice des vides ou rapport du volume des vides au volume des matières solides, l'équation $\operatorname{tg} \varphi = \frac{K}{\varepsilon}$ donne une relation satisfaisante entre l'angle de

frottement interne et la compacité. Cette relation peut être extrêmement importante, de 20 à 45° dans le cas du sable de Fontainebleau. Cette relation a été vérifiée par de nombreux auteurs [8] et par nous-mêmes aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics et s'accorde bien avec l'expérience. La valeur du coefficient K peut d'ailleurs s'expliquer en fonction du coefficient de Hazen, du coefficient de rugosité et d'un coefficient de forme des grains [8].

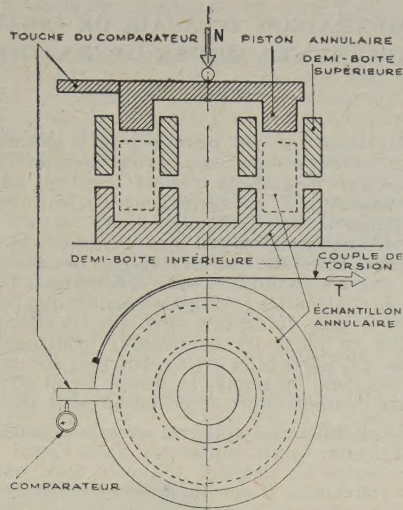
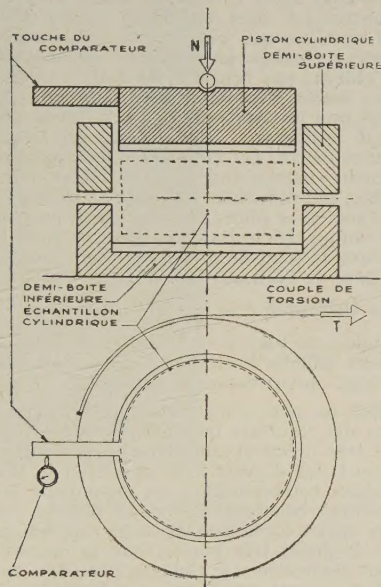
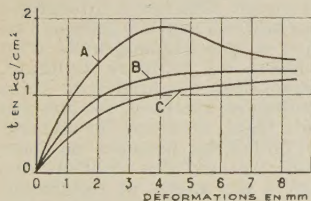


FIG. 4. — L'appareil de Hvorslev. Schéma.

FIG. 5. — Appareil de Langer. Schéma
(Cisaillement sur éprouvette cylindrique).

L'augmentation du volume en cours du cisaillement peut être positive si la structure de mise en place est compacte : dans ce cas la résistance au cisaillement augmente, passe par un maximum, puis diminue au cours de la déformation. L'augmentation de volume peut être négative si la structure du sable est lâche :



- A. Densité initiale supérieure à la densité critique.
- B. Densité initiale 1,52 (voisine de la densité critique).
- C. Densité initiale inférieure à la densité critique.

FIG. 6. — Diagramme effort-déformation dans le cisaillement d'un sable. Sable de Fontainebleau. Cisaillement rectiligne. Pression normale $n = 2 \text{ kg/cm}^2$.

dans ce cas la résistance au cisaillement augmente en cours du déplacement. Ces phénomènes mettent en évidence une densité dite critique, telle que le volume de la masse de sable reste constant au cours du cisaillement. La résistance que l'on obtient alors correspond à la valeur limite commune obtenue après un déplacement important avec les compacités fortes ou faibles que nous venons de signaler [8] [55] (fig. 6). La densité critique n'est d'ailleurs pas une caractéristique absolue d'un sable donné : elle dépend du type d'essai. Ainsi certains auteurs, comme TAYLOR [55], ont défini différentes densités critiques, en particulier, pour les essais à volume constant. On n'observe pratiquement pas de différence entre un sable mouillé et un sable sec à compacité égale [8] [55]. Lorsque l'on cherche à mesurer l'angle de frottement interne d'un sable mouillé il est nécessaire de faire l'essai immergé pour éviter que l'étreinte capillaire due aux ménisques de la surface extérieure ne crée une cohésion apparente qui augmente la résistance.

Dans le cas des sables, il est pratiquement impossible de définir un domaine élastique au sens de l'hypothèse élastique. Au cours d'un cycle chargement-déchargement, dans un essai de type quelconque, on constate qu'il existe toujours une déformation résiduelle ; ce phénomène se produit même lorsque la charge maximum est faible. Ainsi, par exemple, dans le cas des essais triaxiaux sur éprouvette de sable, nous avons montré [21] que le rapport :

$$\frac{\text{déformation résiduelle}}{\text{charge maximum atteinte au cours d'un cycle}}$$

était une fonction linéaire des charges maxima atteintes lorsque celles-ci étaient en progression arithmétique. Par contre les déformations sous charge ainsi obtenues, bien qu'en partie réversibles et en partie irréversibles, sont des positions d'équilibre, en ce sens que l'on n'observe pas d'écoulement du type fluage. Ceci permet d'utiliser les équations générales de l'équilibre ainsi que la représentation de Mohr. On pourra de même définir une courbe intrinsèque, enveloppe des cercles de Mohr correspondant à l'ultime état d'équilibre, à l'équilibre limite.

II. — CRITÈRES DE RUPTURE

Ceci nous conduit à préciser le mode opératoire de l'essai ainsi que les points caractéristiques de la rupture. L'essai de cisaillement le plus simple comporte deux variantes : soit à gradient d'effort de cisaillement constant, soit à vitesse de cisaillement constante. Le premier mode opératoire est moins complet puisqu'il donne simplement la valeur maximum de la résistance alors que le second permet de déterminer une valeur maximum correspondant au travail de désenchevêtrement des grains dans le plan de glissement imposé, puis une valeur minimum correspondant au cisaillement du sol à volume constant, la densité dans le plan de rupture étant égale à la densité critique. Il est bien évident qu'il faut, dans chaque cas, distinguer ce qui est dû au frottement grain/grain ; on y arrive au moyen de l'énergie de déformation, en écrivant :

$$T = \int t(x) dx = \int N dz + \int N \operatorname{tg} \varphi_c dx$$

- T : travail total ;
- $t(x)$: effort de cisaillement après le déplacement x ;
- N : pression normale sur le plan de cisaillement ;
- dz : variation de la hauteur de l'échantillon ;
- φ_c : angle de frottement à la densité critique.

cette relation se vérifie très bien lorsqu'on y introduit les valeurs expérimentales [55].

Ceci indique que les variations de volume fourniront les critères les plus importants pour l'interprétation des résultats, quel que soit le mode d'essai utilisé.

III. — ESSAIS TRIAXIAUX

Une mesure indirecte de l'angle de frottement est obtenue par l'essai triaxial (fig. 7). Le sable est enfermé dans une gaine extrêmement souple pour ne pas perturber l'essai ; il est comprimé par un fluide et une surcharge verticale lui est appliquée par l'intermédiaire d'un piston ; la charge verticale est augmentée jusqu'à rupture. Les contraintes appliquées sont alors des contraintes

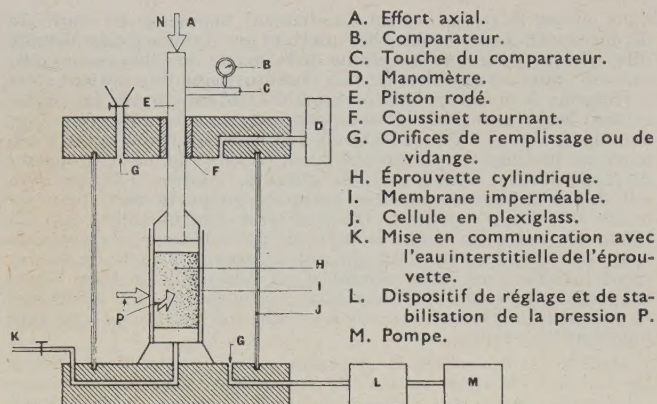


FIG. 7. — Appareil triaxial. Schéma.

principales; on interprète les résultats obtenus au moyen de la théorie de l'ellipsoïde des tensions et du cercle de Mohr. On peut alors refaire l'étude complète du domaine de stabilité du sable et en particulier, on peut distinguer des essais à gradient de chargement constant ou à vitesse de chargement constante. On met de même en évidence la variation de l'angle de frottement interne maximum en fonction de la compacité, dont la mesure est ici extrêmement simple. On peut en particulier suivre avec beaucoup de facilité les variations de volume, dans les étapes précédant la rupture, en mettant en communication le milieu interstitiel avec l'extérieur, par l'intermédiaire de pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette. Si le sable est saturé d'eau, la variation de volume de l'éprouvette se traduit par la rentrée ou la sortie d'un volume d'eau qu'on peut aisément mesurer (fig. 8). On peut ainsi utiliser les critères de rupture ou d'état précédant la rupture dans des conditions extrêmement voisines de celles des essais de cisaillement direct.

Dans l'essai de cisaillement rectiligne l'obliquité α de la contrainte sur le plan de rupture est définie par :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{t}{n} \text{ où :}$$

t : contrainte de cisaillement;
 n : pression normale au plan de cisaillement.

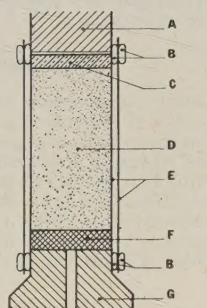
La rupture se produit lorsque la contrainte est inclinée à φ sur le plan de rupture conjugué.

De même dans l'essai triaxial l'obliquité α de la contrainte sur le plan de cisaillement est donnée à tout instant par la relation :

$$\sin \alpha = \frac{\frac{N_2}{N_1} - 1}{\frac{N_2}{N_1} + 1}$$

où $N_1 = N_2$ et N_3 sont les contraintes principales appliquées à l'éprouvette; la rupture correspond à $\sin \alpha = \sin \varphi$.

Signalons enfin que l'essai triaxial permet de réaliser des ruptures à volume constant, en faisant varier la surcharge verticale et la pression latérale; l'importance de ces essais pour l'étude des phénomènes naturels est sans doute primordiale : lorsqu'une masse de sable fin saturé est sujette à un glissement par exemple, elle le fait vraisemblablement à volume constant [55].



- A. Piston.
- B. Colliers en caoutchouc, épaisseur 0,5 mm.
- C. Plaque de bronze formant le fond.
- D. Échantillon de sable.
- E. Gains en caoutchouc, épaisseur 0,06 mm.
- F. Pierre poreuse.
- G. Support.

FIG. 8. — Montage des échantillons.

IV. — COMPARAISON D'ESSAIS DE CISAILLEMENT AVEC DIFFÉRENTS MODES OPÉRATOIRES CLASSIQUES

Nous ne développerons pas beaucoup cette question qui a fait l'objet de nombreuses études; nous avons déjà précisé cette question pour les essais à gradient d'effort constant ou à vitesse de déformation constante. D'une façon générale, les résultats obtenus au moyen d'appareils de cisaillement direct, linéaire ou circulaire et au moyen de l'appareil triaxial sont extrêmement comparables. Il est même assez étonnant que les résultats obtenus soient voisins étant donné que les conditions sont différentes : l'essai triaxial impose les trois contraintes principales, tandis que l'essai de cisaillement impose le plan de rupture ainsi que les efforts normaux et tangentiels sur ce plan; les contraintes principales s'orientent d'elles-mêmes. En particulier on ne sait rien sur la valeur de la contrainte principale moyenne. De toute façon on constate que les formes des courbes effort-déformation sont très voisines.

Une deuxième différence apparaît avec la densité critique qui, d'après D. TAYLOR, serait supérieure dans l'essai triaxial [55]. La différence entre les densités critiques ainsi obtenues serait sensiblement constante. Il semble que l'explication de ce phénomène résulte du type de rupture. Dans un essai de cisaillement rectiligne la rupture est progressive car les contraintes ne sont pas appliquées d'une façon uniforme et les distorsions à l'intérieur de l'échantillon sont assez complexes. Dans un essai triaxial par contre, les contraintes sont beaucoup mieux définies et c'est l'ensemble du système qui réagit aux sollicitations et non les particules situées au voisinage immédiat du plan de cisaillement. Celui-ci n'a d'ailleurs pas toujours de réalité physique; en particulier dans les essais triaxiaux avec rupture « en tonneau ». Signalons enfin que les contraintes dans l'essai triaxial ne sont pas exactement uniformes : cela est dû au frottement des faces d'appui de l'éprouvette. On constate effectivement que les ruptures « en tonneau » correspondent à des sables dont la compacité initiale est faible, se produisent toujours au milieu de l'éprouvette et que les ruptures avec plans de glissement, correspondant à des sables dont la compacité initiale est forte, se produisent toujours de façon à ce que le plan de glissement soit tangent à la circonférence d'une base de l'échantillon. A ce propos, il faut remarquer

que la relation théorique $\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ entre l'angle de frottement

interne et l'angle ρ au plan de rupture et de l'axe de l'éprouvette est extrêmement difficile à vérifier à cause de la déformation de l'échantillon dont on provoque la rupture.

En conclusion on peut considérer que les types d'essais classiques donnent des résultats très comparables et que si les essais triaxiaux sont très précis et conviennent aux essais de recherche, ils ne permettent pas d'avoir avec précision la fin de la courbe effort-déformation correspondant au glissement sable sur sable, à volume désormais constant. Les essais directs, par contre, sont beaucoup plus faciles à réaliser, et assez rapides, mais leur précision n'est pas toujours très bonne, car la mesure de la densité initiale est mal commode. De plus, la précision avec laquelle on mesure les changements de volume pendant l'essai est faible.

V. — AUTRES MÉTHODES DE MESURES

a) Mesures indirectes.

D'une façon générale les mesures indirectes de la résistance au cisaillement des sables sont extrêmement difficiles à interpréter et les résultats obtenus sont toujours sujets à caution puisque l'on connaît mal la compacité du milieu et que l'homogénéité d'un matériau pulvérulent en grande masse est toujours douteuse. Sans parler de la difficulté d'interprétation des angles de talus naturels, méthode généralement employée autrefois, les mesures de poussée et butée comme celles de G. H. DARWIN, les mesures de poinçonnement (essais dits de table), les mesures de force portante de pieux en modèle réduit, donnent des résultats dispersés et obligent parfois à recourir à des angles de frottement différents au cours du même essai, que l'on attribue alors à des variations de la compacité provoquées localement par l'essai [8] [17]. Elles sont donc difficilement utilisables, si ce n'est à titre de vérification.

b) Essais triaxiaux: rupture en striction.

Il y a donc intérêt à se placer dans des conditions telles que les contraintes et la compacité soient connues à tout instant et en tout point de l'échantillon utilisé. Ceci souligne donc un des avantages des essais du type triaxial et met l'accent sur l'importance d'un champ de contraintes uniformes. En particulier, si au cours d'un essai triaxial nous provoquons la rupture de l'éprouvette par allongement de celle-ci, nous respectons toujours les conditions d'uniformité et l'essai est parfaitement défini. Nous constatons alors que la résistance au cisaillement obtenue à partir de la représentation de Mohr est plus faible que celle qui est obtenue dans les ruptures par compression triaxiale en utilisant la même représentation.

Nos essais ont été effectués avec des éprouvettes de sable déversé d'une hauteur constante ou variable, avec du sable malaxé à la main, et enfin avec du sable vibré. Les résultats étaient toujours les mêmes en valeurs relatives. Ceci indique que la mise en place par mouvement des grains, forme un ensemble isotrope en moyenne. Nous avons constaté d'ailleurs que des mesures de perméabilité ou de conductivité électrique effectuées

dans des directions orthogonales donnent des résultats pratiquement identiques, ce qui confirme que le milieu est géométriquement et statistiquement isotrope. Nous avons trouvé, par exemple, pour le sable de Leucate qui est un sable à grains ronds tamisé, donc bien calibré : $\varphi_1 = 38^\circ$, $\varphi_2 = 30^\circ$; pour un sable de rivière à granulométrie continue et à grains ronds : $\varphi_1 = 39^\circ$, $\varphi_2 = 30^\circ$; pour le sable de Fontainebleau, sable très calibré à grains anguleux, lorsque la densité sèche initiale est voisine de la densité critique $\varphi_1 = 31^\circ$, $\varphi_2 = 24,5^\circ$; l'indice 1 correspond aux essais du type compression, l'indice 2 aux essais du type traction (fig. 9, 10, 11, 12).

Les figures 13 et 14 indiquent les variations de hauteur et de volume correspondant aux différents essais effectués sur la même éprouvette. Les résultats sont identiques si nous commençons par une striction et non par une compression. Ils sont indépendants de la compressibilité du fluide qui exerce la pression latérale sur l'échantillon. Ils sont de même indépendants du mode d'application des charges, que ce soit augmentation ou diminution des contraintes principales latérales $N_1 = N_2$, ou axiale N_3 . D'une façon générale, nous avons constaté que le volume de l'éprouvette commence par diminuer, puis augmente à la fin de l'essai lorsqu'on approche de la rupture.



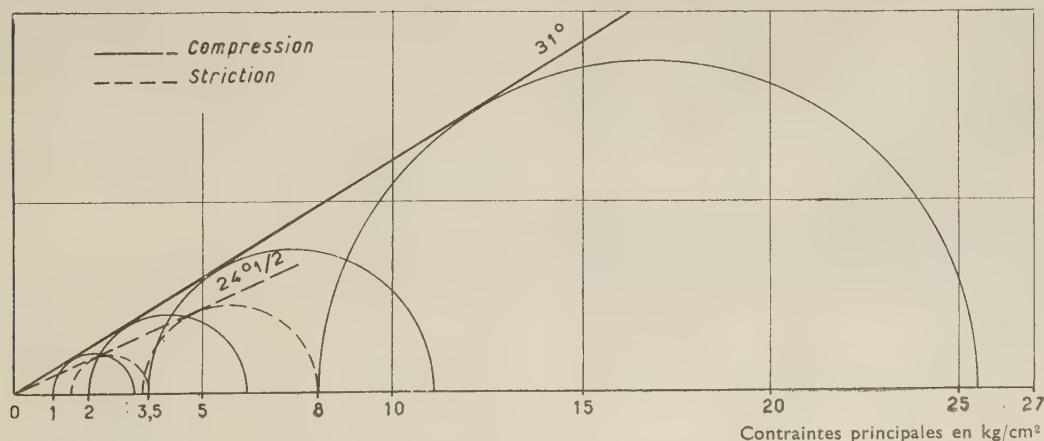
FIG. 9. — Rupture en tonneau.



FIG. 10. — Rupture avec plan de glissement (Traction).



FIG. 11. — Rupture en tonneau puis en striction sur la même éprouvette (Déformations poussées à l'extrême pour les rendre plus visibles).

FIG. 12. — Cisaillement triaxial à étreinte latérale constante. Sable de Fontainebleau : $ds = 1,54$.

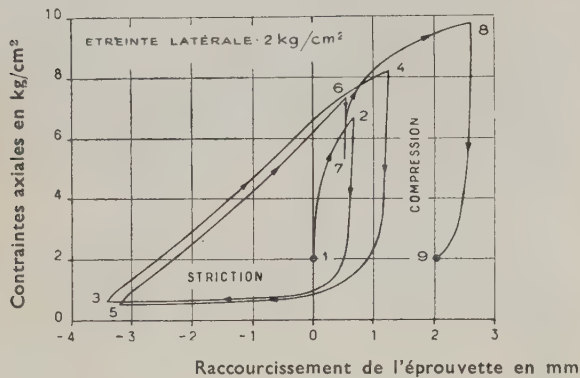


FIG. 13. — Relation : effort axial, déformation d'un échantillon de sable de rivière. Hauteur de l'éprouvette : 87 mm.

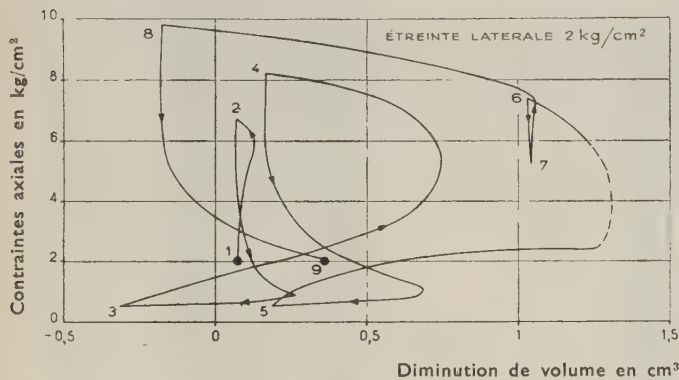


FIG. 14. — Relation : effort axial, variation de volume. Volume de l'éprouvette : 83 cm³.

Ces résultats sont indépendants des dimensions des éprouvettes, en supposant qu'elles soient suffisamment élancées pour que le frottement entre faces ne fausse pas les résultats dans les essais du type compression. De même, la dimension des grains et leur répartition granulométrique est sans influence.

En définitive, il semble que la propriété signalée soit bien une caractéristique des milieux pulvérulents.

c) Essais de torsions.

Nous avons vu l'intérêt que pouvait présenter l'application d'un champ de contraintes dont les éléments sont connus parfaitement en tous points. C'est pour cette raison que nous avons cherché à étudier l'influence d'une contrainte principale comprise entre les contraintes principales extrêmes au moyen d'essais de torsion.

Le principe des essais est le suivant. L'éprouvette de sable, de forme cylindrique, est enfermée dans une gaine extrêmement mince formant une membrane étanche. Une pression hydrostatique est exercée sur l'éprouvette et lui donne une cohésion apparente. Un couple peut agir sur une extrémité de l'éprouvette, l'autre extrémité restant fixe, et sa valeur croît jusqu'à la rupture. Nous avons interprété les résultats dans l'hypothèse de la plasticité parfaite en écrivant :

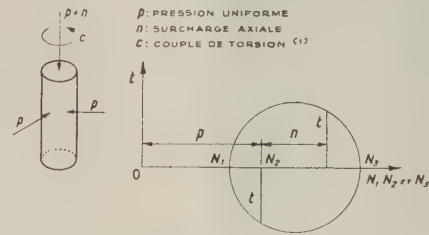
$$C = \int_0^R t 2\pi r^2 dr = \frac{2\pi}{3} R^3 t$$

C : couple appliqué à l'éprouvette;
R : rayon de l'éprouvette;
t : résistance au cisaillement.

En superposant aux deux premiers systèmes de sollicitation une compression simple ou une traction simple nous pouvons aisément faire varier la valeur relative de la contrainte principale moyenne. Les cercles de Mohr correspondant à ces différents essais sont obtenus par une construction classique (fig. 15).

Le principe de ces essais est donc assez simple. La réalisation l'est moins; la figure 16 indique le montage adopté; reprenant un dispositif de Liang Sheng Chen [34] nous avons utilisé la pression atmosphérique pour la mise en place de l'éprouvette ainsi que pour les essais de rupture où la pression extérieure était égale à 1 kg/cm²; un élargissement de l'éprouvette est prévu à chaque extrémité pour éviter le cisaillement au niveau des bases. La hauteur de la partie cylindrique est de 9 cm environ et son diamètre est de 3,5 cm.

Il ne faut pas négliger dans cet essai la présence de la gaine qui crée le long du bord extérieur de la surface de rupture une résistance au cisaillement parasite qui s'ajoute à celle de l'éprouvette de sable. Il est difficile de mesurer le terme correctif correspondant directement ou indirectement. Ainsi, par exemple, si nous superposons plusieurs gaines de même épaisseur nous avons constaté qu'elles glissent l'une sur l'autre et que, en conséquence, la perturbation n'est pas doublée. Le moment correspondant au cisaillement du caoutchouc est relativement important puisque la gaine est située à la distance R de l'axe de l'éprouvette. Enfin selon la position relative de la contrainte moyenne, l'aspect de la rupture change et, par suite, la valeur du terme correctif varie.



$$(1) C = \int_0^R 2\pi r t \cdot r dr = \frac{2\pi R^3}{3} t$$

R étant le rayon de l'éprouvette.

FIG. 15. — Construction du cercle de Mohr dans un essai de torsion avec surcharge.

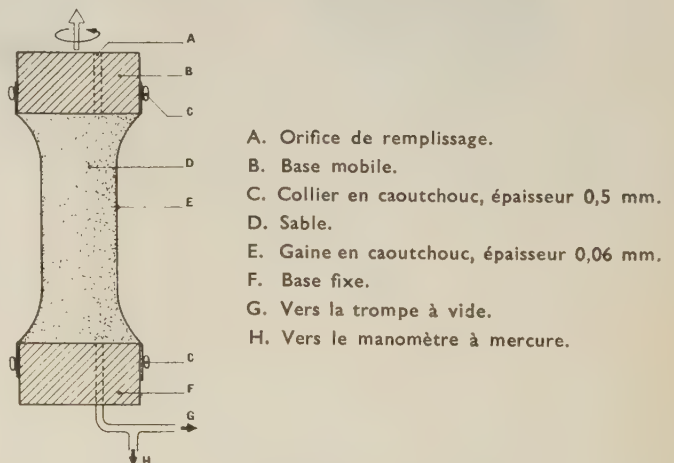
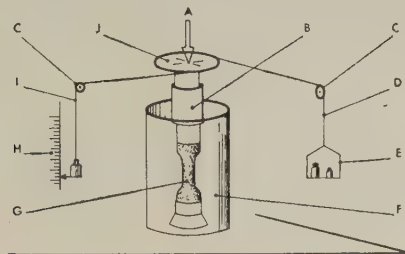


FIG. 16. — Montage de l'essai de torsion.

Ce phénomène peut être cause d'erreur d'interprétation des résultats des essais de torsion [21]. Pour l'éliminer nous avons fait l'hypothèse que la résistance parasite du caoutchouc est indépendante de la pression et nous avons effectué plusieurs séries d'essais en faisant varier la pression extérieure.

Le montage est représenté par la figure 17.

CARACTÉRISTIQUES DES ESSAIS	Pression latérale kg/cm ² . Contrainte axiale kg/cm ² .	COMPRESSION	TORSION					STRICTION
		5 16	5 13	5 10	5 5	5 4	5 3	5 2
RÉSULTATS DES ESSAIS	Couple total kgcm.....	0	33,9	43,5	32,5	25,5	17,5	0
	Résistance au cisaillement totale kg/cm ² ...	0	3,09	3,96	2,96	2,32	1,59	0
	Résistance au cisaillement parasite kg/cm ² ...	0	0,2	0,3	0,4	0,3	0,2	0
INTERPRÉTATION	φ en degré	32	33	36	31	28	27	25
	λ	0	0,09	0,22	0,50	0,62	0,80	1



- A. Charge normale statique ;
B. Coussinet tournant ;
C. Roulement à billes soigné ;
D. Corde à piano $\varnothing$ 2/10 mm ;
E. Couple de torsion ;
F. Cellule de l'appareil triaxial ;
G. Échantillon ;
H. Mesure des déformations ;
I. Corde à piano $\varnothing$ 1/10 mm ;
J. Disque d'entraînement.

FIG. 17. — Montage de l'essai de torsion sous étreinte.

Si nous appelons λ le rapport $\frac{N_2 - N_1}{N_3 - N_1}$ fixant la position relative de la contrainte intermédiaire, nous pouvons envisager différentes familles de cercle de Mohr de rupture correspondant à un λ constant. L'enveloppe des cercles de chaque famille est à peu près rectiligne (fig. 18) ; son ordonnée à l'origine correspond à l'effort de cisaillement de la gaine supposé constant dans le mode opératoire correspondant à la valeur de λ . Pour la commodité du langage nous désignerons sa pente par $\tan \varphi$ bien que nous ne puissions plus parler d'angle de frottement interne.

Dans les conditions expérimentales ainsi définies nous avons constaté que φ variait avec λ . Le tableau ci-dessous résume une série d'essais effectués avec du sable de Fontainebleau.

La figure 19 indique la variation de φ en fonction de λ .

— Dans l'essai de torsion toutes les contraintes sont connues.

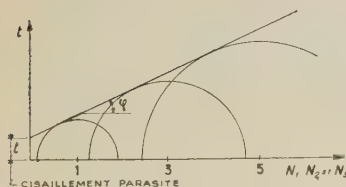
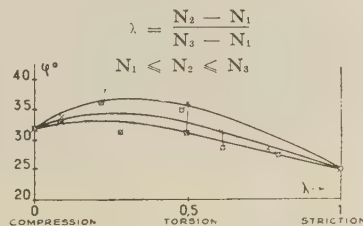
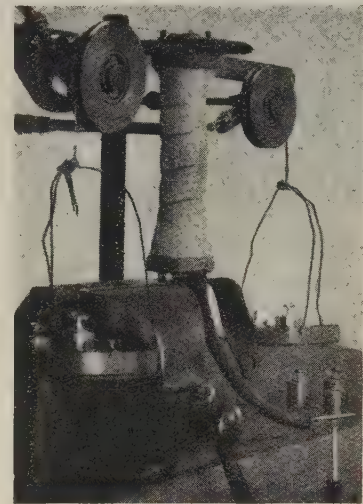
FIG. 18. — Enveloppe d'une famille de cercles de Mohr correspondant à un λ constant.FIG. 19. — Variation de φ en fonction de la position relative de la contrainte moyenne.

FIG. 20 et 21. — Essai de torsion sous la pression atmosphérique. Rupture en torsion.

Nous avons cherché à vérifier si une relation de forme $\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ pouvait être utilisée, ρ étant l'orientation du plan de rupture par rapport à la plus grande des contraintes principales. Le « plan de rupture » prend ici la forme d'un hélicoïde à plan directeur horizontal (fig. 20, 21). Cette vérification ne peut être que qualitative, à cause de l'influence du rayon qui ne permet pas de donner une valeur moyenne à ρ . L'enroulement de la spirale varie avec l'inclinaison des contraintes, mais il est pratiquement impossible d'établir une relation du type précédent, l'incertitude des mesures étant trop grande.

Enfin nous avons cherché à mesurer la variation de volume d'une éprouvette de sable dans un essai de torsion, le principe de l'essai et la variation de volume sont indiqués sur la figure 22 ; nous remarquons sur cette figure une diminution de volume au début de l'essai. Sa valeur relative $\frac{\Delta V}{V}$ est voisine de 1/1 000, c'est-à-dire du même ordre que ce que l'on obtient dans un essai triaxial ordinaire sur une éprouvette de même volume (branche 1.2 de la figure 14). Vers la fin de l'essai, le volume augmente fortement : là encore on retrouve un résultat analogue à celui de l'essai triaxial ordinaire.

— Les résultats ainsi obtenus sont difficiles à expliquer d'une façon satisfaisante, ils sont peut-être dus à des variations de compacité du sable au voisinage des plans de glissement, l'angle de frottement interne étant toujours assujéti à la relation déjà énoncée : $\tan \varphi = \frac{K}{\varepsilon}$. Cette variation pouvant être localisée en certains points de l'éprouvette, il est très difficile de la mettre en évidence expérimentalement. Toutefois dans les essais triaxiaux

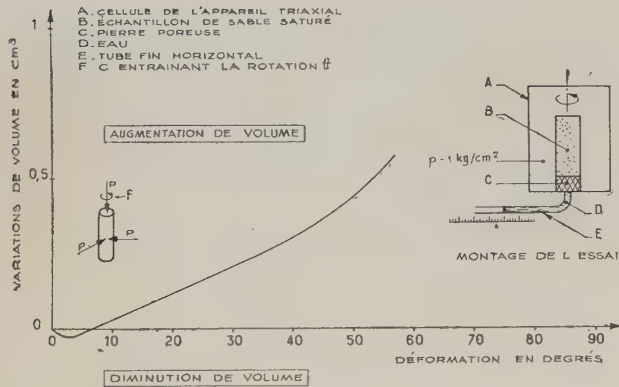


FIG. 22. — Variation de volume en fonction de la déformation dans un essai de cisaillement par torsion. Sable de Leucate. Volume total de l'éprouvette : 90 cm³ environ.

avec raccourcissement ou allongement de l'éprouvette, si nous partons d'un état de pression uniforme et si nous augmentons ou diminuons la contrainte principale axiale, par exemple, on peut admettre que les variations de volume qui peuvent se produire localement soient de sens contraire, et expliquer ainsi l'ordre de grandeur des valeurs trouvées.

d) Autres critères de rupture.

Nous avons cherché à déterminer l'énergie de déformation du système pendant une série de cycles effort-déformation, dans les essais triaxiaux du type compression ou du type striction. Cette énergie est déterminée à partir des résultats expérimentaux, puisque les tensions et les déformations ne sont pas proportionnelles. Nous avons fait le calcul approché de :

$$T = \int S_1 p dr + \int S_2 N dh$$

où

S_1 : surface latérale de l'éprouvette;
 p : pression latérale;
 r : rayon de l'éprouvette;
 S_2 : section droite de l'éprouvette;
 N : contrainte axiale;
 h : hauteur de l'éprouvette.

La variation de r est obtenue à partir de :

$$\frac{dV}{V} = \frac{dh}{h} + \frac{2dr}{r}$$

qui suppose que l'éprouvette se déforme en conservant une forme cylindrique. Ceci paraît assez vraisemblable dans un domaine assez large précédant la rupture franche. La figure 23 correspond au cycle de la figure 13. La forme des courbes est assez voisine dans les deux types d'essai. On repère aisément sur ces courbes un point de concavité maximum assez bien défini, au moins sur les premiers cycles : on peut le considérer comme un point caractéristique précédant la rupture franche.

Nous pouvons alors rassembler les différents critères de rupture dans le cas des essais triaxiaux :

État de rupture de l'échantillon	Augmentation très rapide des déformations;
	Point de courbure maximum de la courbe effort-déformation;
	Dans l'essai à vitesse constante : maximum et minimum de l'effort exercé sur l'échantillon.

État précédant la rupture

Changement de sens de la variation de volume;
 Point de courbure maximum de la courbe énergie de déformation en fonction de la contrainte active.

Nous pouvons envisager, pour chaque point caractéristique ainsi défini, le cercle de Mohr correspondant à chaque état d'équilibre. Nous constatons alors que les enveloppes de ces cercles sont sensiblement des droites passant par l'origine que l'on peut caractériser par des angles $\varphi_1, \varphi_2, \varphi'_1, \varphi'_2; \varphi''_1, \varphi''_2...$ Les indices 1 étant relatifs aux essais du type compression, les indices 2 étant relatifs aux essais du type striction. On constate, alors, d'une façon systématique, que les angles affectés de l'indice 1 sont supérieurs aux angles affectés de l'indice 2.

Ceci semble indiquer que les deux phénomènes sont différents, puisque les éléments dont nous disposons pour caractériser la rupture, ou un état précédant la rupture, correspondent à des états de tension qui ne se déduisent pas les uns des autres par une homothétie dont l'origine serait le pôle.

Enfin, signalons que les rares essais que nous avons trouvés dans la bibliographie, effectués sur d'autres matériaux donnent des résultats qui ne sont pas en opposition avec ceux que nous venons de rapporter.

— MM. ROS et EICHINGER [48] ont effectué des essais sur des éprouvettes cylindriques de différents matériaux soumis à des étreintes latérales et à des contraintes axiales. Les résultats dépendent des matériaux. Pour le ciment pur, lorsque la pression latérale est relativement faible, ainsi que pour les mortiers de ciment, lorsque la pression latérale est quelconque, le domaine de stabilité est supérieur dans les essais du type compression de 5 à 10 % à ceux du type striction. Le résultat est ainsi qualitativement le même que celui que nous avons obtenu pour le sable, avec des corps dont les discontinuités macroscopiques sont voisines de celles des corps pulvérulents.

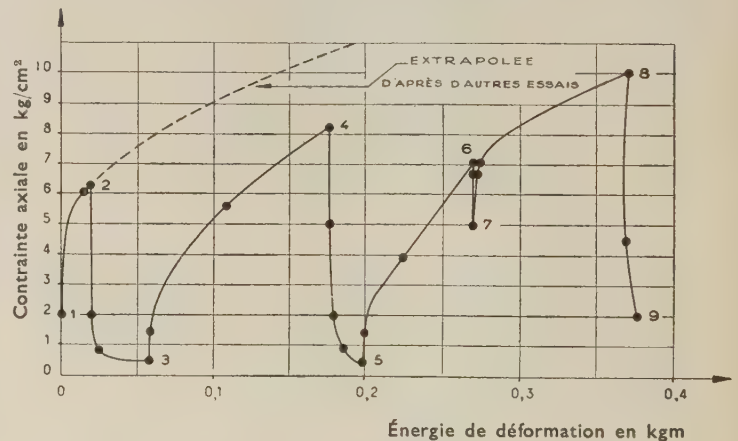


FIG. 23. — Énergie de déformation.

Sur des matériaux plastiques LODE a mis en évidence, par des essais de torsion, l'existence d'un maximum de la résistance au cisaillement. Lorsque la contrainte intermédiaire est moyenne arithmétique des deux autres contraintes principales [38], l'augmentation de résistance est de l'ordre de 10 %; de même sur la figure 19 la courbe que nous avons obtenue présente une concavité dirigée vers le bas. Enfin, un phénomène analogue a été mis en évidence par M. R. L'HERMITE au moyen d'essais de torsion sur tube de béton, combinés à des compressions ou des tractions axiales [33]. Nous verrons au chapitre suivant que les résultats obtenus avec les argiles sont tout à fait différents.

CHAPITRE II

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

I. — GÉNÉRALITÉS SUR LES ARGILES

Les argiles constituent la deuxième catégorie de sol que nous avons étudiée.

Elles forment un ensemble dont les propriétés sont tout à fait différentes de celles des sables. On peut cependant transposer les résultats obtenus pour ceux-ci en considérant les efforts qui agissent sur le squelette granulaire de l'argile; il ne faut pas oublier d'ailleurs, que les dimensions des particules d'argile sont environ mille fois plus petites que celles des grains de sable et que l'argile est un milieu à trois phases : solide, liquide, gaz.

On utilise généralement les résultats obtenus avec les sables pour les actions de contact intergranulaire et on ajoute un terme fixe correspondant à la cohésion due aux actions moléculaires. En fait, les notions de frottement et de cohérence, pour des corps dont l'état de division est très poussé, sont extrêmement obscures et il est bon de faire un court rappel des interprétations classiques.

a) Frottement.

Le coefficient de frottement interne des sables se rattache aisément au coefficient de frottement défini par la Mécanique rationnelle. Par contre, pour les argiles, le problème est plus complexe, à cause de la présence d'un liquide interstitiel. De toute façon, dans les problèmes de frottement, le rapport effort tangentiel effort normal n'est constant qu'en première approximation.

Des mesures classiques de coefficient de frottement fer-fer, fonte, acier-fonte, ont montré que le rapport $\frac{t}{N} = \tan \varphi$ variait de 0,1 à 0,4, lorsque la pression normale varie de 10 à 40 kg/cm². Si un lubrifiant est interposé entre les solides, le résultat peut être tout à fait différent, l'angle de frottement étant une fonction décroissante de la charge verticale. En présence d'un lubrifiant le coefficient de frottement est influencé par la température. Enfin, le coefficient de frottement dynamique est plus faible que le coefficient statique; il diminue avec la vitesse de glissement.

Il est important de remarquer que ces différents phénomènes peuvent se produire dans les actions de contacts des particules d'argile. En particulier, lorsqu'un ensemble granulaire est soumis à un système de contraintes, il est certain que les pressions normales aux différents points de contact doivent être certainement très différentes en intensité; il en est sûrement de même des vitesses de glissement lorsqu'on approche de la rupture. De plus, les propriétés lubrifiantes de l'eau interstitielle sont très mal connues, bien que, certainement, très importantes : remarquons par exemple que l'eau est un excellent lubrifiant pour le contact acier-verre. D'une façon générale d'ailleurs, l'eau diminue l'angle de frottement; dans le cas de la silice, qui constitue la plus grande partie du sable, on constate que le coefficient de frottement des surfaces mouillées est presque le même, bien qu'un peu plus faible, que s'il y a des traces d'eau. Par contre, l'angle de frottement augmente considérablement lorsqu'on a affaire à des surfaces chimiquement sèches. Ceci explique pourquoi on n'observe pratiquement pas de différence dans la mesure de la résistance au cisaillement des sables secs, humides ou saturés, dans les essais de laboratoire, puisqu'un sable sec ne l'est pas chimiquement. Enfin, l'état de surface des particules en contact a une importance qui n'est peut-être pas à négliger; dans des problèmes de stockage de graines alimentaires par exemple, lorsque les charges dépassent une valeur critique, on peut obtenir un écrasement des graines, on ne peut plus compter

sur les frottements de surface. Il est possible qu'un phénomène analogue puisse se produire dans des sols contenant de très fines lamelles de mica.

b) Cohérence.

La notion de cohérence est peut-être plus obscure encore.

Parmi les quatre types classiques de liaisons entre atomes :

Liaison hétéropolaire ou d'électrovalence,
Liaison homopolaire ou de covalence,
Liaison métallique;
Liaison résiduelle de Van der Waals.

c'est la première qui semble être à l'origine de la cohérence, de l'argile, à cause de la présence de liaison cristalline entre les particules. Il est malheureusement difficile de les définir avec précision. On peut se représenter l'argile comme des amas de micelles, liés par des attractions électrostatiques. Autour de ces amas, des couches monomoléculaires d'eau viennent se fixer. La structure réticulée de cette eau lui confère des propriétés minérales et une liberté de plus en plus faible au fur et à mesure qu'on approche de la particule. Cette structure cristalline se détermine par les rayons X; on a pu repérer, pour la montmorillonite, quatre ou cinq couches superposées et cristallisées dans le système cubique. La maille serait de 2,8 Å pour la première couche et de 3 Å pour les suivantes. Si deux réseaux réticulaires d'eau liée viennent en contact sous l'effet de fortes pressions, ces réseaux peuvent se compléter et, de cette imbrication peut naître la cohérence de l'argile. Il est possible aussi que les particules de silicates complexes d'argile aient entre elles des liaisons de même type. De toutes façons, dans l'état actuel de la science, il est impossible de prévoir l'ordre de grandeur des attractions moléculaires pour une particule d'argile de composition donnée. Enfin, JOFFÉ a démontré que la valeur de la cohérence des corps solides mesurée par la résistance en traction dépend de l'état de surface de l'éprouvette; ce phénomène est moins important pour les matériaux plastiques, mais ne doit pas être négligé.

c) Structure.

Indépendamment des phénomènes de frottement et de cohérence dus à la réunion d'un ensemble de particules, les argiles naturelles présentent souvent une structure qui peut être détruite par remaniement. Ce fait est particulièrement net pour les vases et certains auteurs ont imaginé des alvéoles réalisées par une architecture ordonnée des grains, ceci étant provoqué par les conditions de dépôt. De toutes façons, le phénomène est très net : la résistance au cisaillement de certaines argiles molles naturelles est plus forte que celle de l'argile reconstituée à partir de ses éléments et amenée à la même compacité et à la même teneur en eau par consolidation. Ce phénomène est appelé « sensitivity » par les auteurs anglo-saxons. La résistance ainsi perdue ne semble pas être récupérée en fonction du temps, ainsi qu'on pu le montrer des essais anglais d'une durée de 2 ans. Il n'en est peut-être pas de même aux échelles de temps géologique.

Ce phénomène est extrêmement général et se produit avec d'autres sols que les argiles.

Au cours de ce chapitre nous allons étudier la résistance au cisaillement des argiles. Nous groupons sous ce terme les sols argileux dont l'analyse granulométrique (voir annexe I) indique au moins 50 % d'éléments de dimensions inférieures à 5 µ. En général, le coefficient de perméabilité (voir annexe IV) de ces sols est très faible, de l'ordre de 10⁻⁹ cm/s.

II. — LA LOI DE COULOMB

Par analogie avec les résultats obtenus pour les milieux pulvérulents, la condition d'équilibre des massifs cohérents est donnée par l'équation de Coulomb :

$$t \leq c + n \operatorname{tg} \varphi$$

où :

- t : résistance au cisaillement;
- c : cohésion;
- n : charge normale au plan de cisaillement;
- φ : angle de frottement interne,

cette relation doit être vérifiée en tous points.

φ et c sont considérés comme des caractéristiques de la matière; n représente une contrainte qui s'exerce sur le massif en équilibre, c'est-à-dire une contrainte intergranulaire, l'eau interstitielle étant à une compression nulle.

Les calculs de stabilité des massifs cohérents sont simplifiés par le théorème des états correspondants de M. CAQUOT qui permet d'utiliser tous les résultats acquis pour les massifs pulvérulents de même angle de frottement interne et soumis à une contrainte hydrostatique $H = c \cot \varphi$. La courbe intrinsèque de ce matériau fictif sera confondue avec celle du matériau cohérent étudié. Ce procédé de calcul est extrêmement commode.

Les caractéristiques c et φ de la courbe intrinsèque d'un sol sont mesurées par des essais directs ou par des essais indirects. Dans tous les cas, la préparation de l'essai consiste à mettre l'échantillon dans un état d'équilibre sous la contrainte normale; cette opération, appelée consolidation, consiste à attendre un temps suffisamment long pour que les mouvements de tassement ou de gonflement de l'échantillon sous charge, correspondant à la sortie ou à la rentrée de l'eau dans l'échantillon, soient pratiquement terminés. La rapidité de cette mise en équilibre dépend du coefficient de perméabilité. Ainsi, dans le cas de l'appareil de Casagrande, où l'échantillon mesure 3 à 4 cm d'épaisseur, le phénomène est pratiquement instantané pour un sable. Pour une argile ordinaire, on peut considérer que le matériau est consolidé en une dizaine de jours. La consolidation n'est d'ailleurs pas complète au bout de ce temps, mais l'expérience nous a montré que la variation de la résistance au cisaillement est très faible, environ 2 à 3 %, lorsqu'on attend des délais beaucoup plus longs, de l'ordre de plusieurs mois. On peut donc considérer l'essai comme étant assez satisfaisant. L'essai de rupture proprement dit dure au maximum quelques heures; au delà de ce délai, intervient d'une façon sensible, des phénomènes de fluage, de relaxation, de réactivité, dont l'étude, assez délicate, n'a fait l'objet que de très peu de travaux.

Il faut remarquer que la courbe intrinsèque ainsi déterminée est différente, dans son principe, de celle qui est définie en résistance des matériaux. En effet, la consolidation change la distance des particules entre elles et, par conséquent, *ce n'est pas le même matériau qui est utilisé dans chaque essai* : ceci provient directement de l'équation de Coulomb. La courbe intrinsèque de l'argile dépend donc des états de contraintes antérieures auxquelles le massif aura été soumis.

L'expérience montre que la courbe intrinsèque des sols n'est pas rectiligne comme nous le verrons au paragraphe VI. Ceci n'a rien de singulier; pour le béton, par exemple, on admet que

l'enveloppe des cercles de Mohr de rupture est une parabole semi-cubique; il en est de même pour de nombreux corps. Dans le cas des sols naturels, la dispersion des résultats — phénomène courant en résistance des matériaux — a masqué pendant longtemps l'allure de la courbe intrinsèque.

En fait, il faut considérer la droite de Coulomb comme une courbe moyenne simple permettant une approximation assez voisine de la réalité, et dont le but est de rendre possible la résolution des équations générales de l'équilibre des massifs cohérents.

III. — PRESSION DE CONSOLIDATION

Avant de préciser les questions relatives au cisaillement, il est nécessaire de faire un bref rappel des propriétés de la consolidation des sols.

Les déformations dues aux tassements sous charges sont mesurées au moyen de l'appareil classique de Terzaghi appelé oedomètre (voir annexe III) (fig. 24) [56].

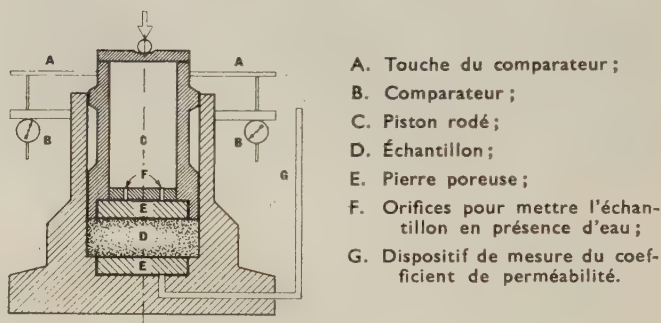


FIG. 24. — Principe de l'oedomètre.

Il est classique de transcrire les résultats dans les axes suivants :

En abscisses : pressions de consolidation en échelle logarithmique;

En ordonnée : indice des vides en échelle normale.

On constate alors que, dans ces axes, la variation de l'indice des vides en fonction de la pression est représentée par une droite.

La figure 25 indique les différents cas possibles :

— La courbe 1 correspond au cas d'une argile ayant une teneur en eau voisine de la limite de liquidité. On peut l'obtenir à partir d'une pâte artificielle extrêmement liquide initialement. C'est ce qu'on obtient généralement avec une vase.

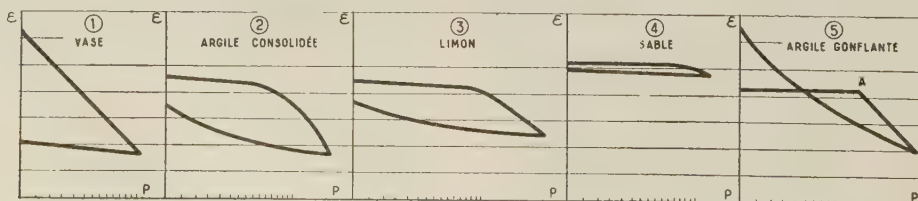


FIG. 25. — Différents types de diagrammes de compressibilité, e : Indices des vides, P : Pression de consolidation.

— La courbe 2 correspond à une argile ayant déjà été consolidée naturellement.

— La courbe 3 est caractéristique d'un limon.

— La courbe 4 est caractéristique d'un sable.

— Parfois, la pression de consolidation est extrêmement forte et le matériau a tendance à gonfler au départ. Dans ces conditions, on empêche le déplacement vertical en augmentant la charge jusqu'à un équilibre que l'on repère. L'aspect d'un tel diagramme est indiqué par la courbe 5. Au point A correspond une pression dite pression de gonflement.

Sur un diagramme œdométrique, schématisé par la figure 26, le point B est appelé pression de consolidation. La détermination de cette pression est délicate car le point anguleux B est remplacé en fait par un arc de courbe. L'expérience montre [9] que l'intersection C des parties rectilignes prolongées donne une valeur systématiquement inférieure à la valeur réelle de la pression de consolidation, mesurée par exemple par le poids des terres pour une couche d'argile stabilisée sous son propre poids depuis des temps géologiques.

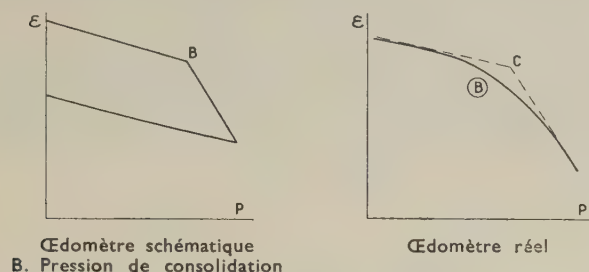


FIG. 26. — Pression de consolidation.

CASAGRANDE a donné une construction graphique empirique permettant d'estimer la valeur de la pression de consolidation [9]. Cette méthode n'a d'ailleurs pas de justification théorique. La figure 27 indique le procédé graphique proposé.

La détermination de la pression de consolidation d'un échantillon est cependant extrêmement importante pour toutes les questions de stabilité des massifs de fondations, de prévisions des tassements, et de détermination des résistances au cisaillement, comme nous le verrons aux paragraphes VI et VII.

Il est nécessaire de remarquer que la méthode de travail qui consiste à prélever un échantillon intact de sol et à l'étudier en laboratoire est sujette à une critique de principe extrêmement importante.

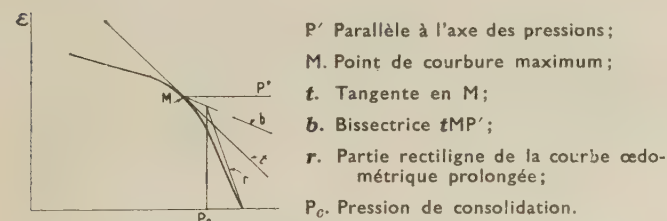


FIG. 27. — Construction de Casagrande.

Lorsque un échantillon est prélevé, il est libéré des contraintes qui l'entourent et, par conséquent, il se détend. Cette détente peut désorganiser la matière et, lors de l'étude ultérieure, donner des caractéristiques mécaniques plus faibles. Ceci est particulièrement net pour le prélèvement des roches aux grandes profondeurs : celles-ci parviennent presque systématiquement fissurées en laboratoire. Pour des roches éruptives, la désorganisation est faible; pour des calcaires tendres, ou des craies, elle peut être très importante. Dans le cas des argiles, elle est rarement gênante, mais la présence de bulles d'air, dont la compressibilité est grande peut permettre parfois une détente importante. De plus, ce phénomène peut être amplifié par le dégazage de l'eau

interstitielle qui, elle aussi, est libérée de la pression en place. Il est pratiquement impossible d'évaluer rationnellement les conséquences de ces faits sans laisser place à un arbitraire dangereux. Les résultats seront évidemment du côté de la sécurité, mais l'étude de laboratoire ne peut donner d'autres résultats que les caractéristiques physiques du matériau tel qu'il est reçu. L'utilisation de ces valeurs sera faite pour les calculs de stabilité en tenant compte de l'expérience du constructeur. Il faut donc considérer les résultats de ces essais comme des données physiques et les utiliser en faisant ultérieurement un certain nombre d'hypothèses.

Dans ces conditions, les recherches de laboratoire peuvent être faites en envisageant des matériaux arbitraires ou en se plaçant dans des cas bien définis, saturation, isotropie, etc., pour pouvoir donner une interprétation des résultats d'essais qui sera une approximation de ce qui se passe pour les matériaux provenant des prélèvements.

IV. — SCHÉMA DE L'ARGILE

Dans ce paragraphe nous allons présenter un schéma mécanique de l'argile qui permettra de préciser les contraintes intergranulaires et d'interpréter la résistance au cisaillement au cours des paragraphes suivants. Nous chercherons à lui donner une forme logique en suivant ce qui se produit lors du prélèvement d'un échantillon. Ceci nous montrera qu'un tel échantillon peut être considéré comme intact et être étudié en laboratoire. Nous présentons ce schéma dès maintenant, sans lui attacher la valeur d'une démonstration : nous le considérons comme une hypothèse commode qui sera vérifiée par les résultats d'essais qu'on en aura déduits. Nous montrerons ultérieurement au paragraphe XII les limites de ce schéma.

L'expérience nous montre que lorsqu'une argile est mise en communication avec de l'eau, elle a tendance à gonfler, ce gonflement étant susceptible de développer une force importante. Cette eau n'intervient que par ses qualités mécaniques puisqu'on peut la faire ressortir par compression. Cette force d'expansion indique qu'il existe une force de répulsion entre les particules d'argile, et, puisque l'ensemble reste géométriquement invariable lorsque l'argile est isolée de l'eau extérieure, il existe d'autres forces qui s'opposent aux précédentes.

Dans les hypothèses de l'homogénéité, de l'isotropie et de la saturation, l'argile apparaît comme un système que l'on peut schématiser par un ensemble de ressorts comprimés et enfermés à l'intérieur d'une enveloppe étanche remplie d'eau (fig. 28). Ce schéma est voisin de celui qui a été proposé par TERZAGHI pour la consolidation de l'argile [56].

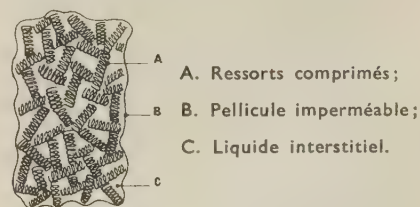


FIG. 28. — Schéma de l'argile.

Les ressorts matérialisent les forces de répulsion. L'eau interstitielle sera déprimée et empêchera l'expansion. Il reste à chercher ce qui joue le rôle de la membrane étanche. Étudions ce qui se produit lorsqu'une éprouvette est prélevée dans un matériau consolidé sous une certaine charge. N'étant plus soumise à une étreinte, elle a tendance à se dilater. Cette augmentation de volume sera obtenue par la pénétration d'air à l'intérieur de l'échantillon; mais au voisinage de la surface, les extrémités libres des canalicules capillaires présentent des ménisques dont le rayon de courbure diminue à mesure que l'eau se retire dans l'échantillon, rétablissant une étreinte autour de l'éprouvette et le phénomène s'arrête lorsque la force d'expansion est égale à l'étreinte capillaire. Cette étreinte est évidemment très voisine de l'étreinte de consolidation, puisqu'il suffit d'une variation de volume infinitésimale pour faire apparaître les forces capillaires.

Si l'on fait varier la tension superficielle du liquide par l'introduction de mouillants, ce qui est facile à réaliser, le rayon de courbure moyen du ménisque diminuera et l'équilibre s'établira à une position très voisine (fig. 29). Le rôle du mouillant n'est pas ici de modifier l'angle de contact eau-argile, qui est pratiquement nul avec ou sans mouillant, mais simplement de diminuer la tension superficielle; la force capillaire se rapproche de la normale à la surface, en fonction de la diminution du rayon de courbure du ménisque comme on le voit sur la figure 29 et la tension capillaire totale croît jusqu'à l'équilibre.

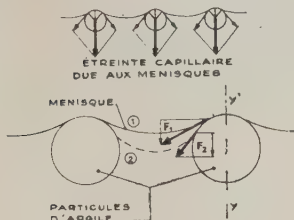


FIG. 29. — Régulation par les ménisques dans le cas d'une variation de la tension superficielle F . Les projections de F_1 et de F_2 sur yy' sont égales.

Ainsi, nous avons réussi à faire varier la tension F de 75 dynes/cm (eau pure) à 28 dynes/cm par introduction de mouillants organiques comme le Tibalène ou le Texaryl, à très faible concentration (1 %). Nous n'avons pas constaté de différence dans les valeurs de la densité ou dans celles de la rupture en compression simple pour une même argile.

Il est assez vraisemblable que les forces capillaires soient effectivement capables de fournir ce régulateur automatique, étant donné la petitesse des dimensions des canalicules. En effet, la grandeur des forces nécessaires pour provoquer le retrait par dessiccation est considérable, nous aurons l'occasion d'en reparler (paragr. IX f). Or, cette étreinte est effectivement due aux contraintes capillaires développées par le passage des ménisques dans le matériau. Mais, d'autres phénomènes peuvent aussi provoquer cette mise en tension de l'eau interne, comme par exemple les pertes de charge considérables de l'eau interstitielle circulant de l'extérieur vers l'intérieur; cette circulation dans l'argile peut être très lente et donner l'apparence d'un état d'équilibre. En outre, la présence de bulles d'air microscopiques à l'intérieur du sol peut boucher presque hermétiquement les canalicules par effet Jamin (fig. 30). Il est d'ailleurs vraisemblable que ces différents effets sont simultanés.



FIG. 30. — Obstruction d'un canalicule capillaire par des petites bulles.

Nous montrerons ultérieurement la justification expérimentale de ces vues. Mais nous voyons dès maintenant que, si les variations de volume sont faibles lors du prélèvement, lorsque le matériau ne se détend pas, en particulier lorsqu'il est saturé, la pression de l'eau interstitielle est égale (ou légèrement supérieure) à l'opposé de la pression de consolidation, et que les contraintes intergranulaires sont figées au moment du prélèvement. Il en sera de même lorsque l'on exercera une pression hydrostatique sur l'échantillon, le complément de l'effort étant supporté par le liquide interstitiel. Le tableau suivant résume les différents cas possibles.

PRESSION extérieure	PRESSION intergranulaire	PRESSION de l'eau interstitielle
$p = 0$	P_c	$-P_c$
$p = P_c - \pi_1$	P_c	$-\pi_1$
$p = P_c$	P_c	0
$p = P_c + \pi_2$	P_c	π_2

P_c : pression de consolidation;
 $p = 0$ représente la pression atmosphérique pour la commodité du langage.

Le tableau des pressions indiquées ci-dessus est évidemment des plus schématiques; il ne tient pas compte de la différence des coefficients de compressibilité des grains et de l'eau. Mais on peut le considérer comme suffisant et négliger cette différence à cause de l'importance prépondérante de la présence de bulles d'air à l'intérieur et de l'anisotropie naturelle du sol comme éléments perturbateurs.

V. — DESCRIPTION DES ESSAIS ET DES MATÉRIAUX UTILISÉS

L'expérience montre que les résultats obtenus avec des appareils différents sont rarement comparables entre eux. Cela tient, le plus souvent, au matériau. Il suffit d'avoir une trace de stratification pour rendre le matériau anisotrope. Si deux essais de rupture différents provoquent l'apparition de plans de glissement tels que le premier soit parallèle à la stratification et le second incliné à 45° sur la stratification, il est bien évident que les résultats ne seront pas directement comparables.

Il est nécessaire de décomposer le problème en utilisant, d'une part, un matériau aussi simplifié que possible, aussi homogène et isotrope que possible, très voisin de la saturation, et d'autre part, un matériel très sensible permettant d'effectuer différents types d'essais, de façon à changer les conditions aux limites des essais.

a) Étude détaillée des matériaux utilisés.

Nous avons étudié des matériaux naturels et des matériaux artificiels. Les premiers étaient des argiles, des marnes ou des vases, dont la composition granulométrique, ainsi que les limites d'Atterberg (voir annexe II), indiquaient un fort pourcentage d'éléments fins inférieurs à 5μ . Malheureusement ces échantillons n'ont pas toujours des propriétés de fidélité telles que l'on puisse obtenir des résultats comparables. En fait, la dispersion des résultats devient importante dès qu'on a affaire à des argiles raides; ceci est sans doute dû à un réseau de fissures qui couvre pratiquement tous les prélèvements. De plus, l'isotropie n'est pas toujours aussi parfaite qu'on peut avoir tendance à le croire. Nous avons observé des échantillons naturels dont la résistance mécanique était de 50 % supérieure dans le sens vertical à celle que l'on mesurait dans le sens horizontal. Enfin, il n'est pas toujours possible d'avoir une alimentation constante de matériaux provenant de la même source.

Pour préparer des échantillons homogènes, nous avons adopté une méthode utilisée par MM. FLORENTIN, L'HÉRITEAU et BRADNA [16] et améliorée d'après les conseils de M. FLORENTIN.

Le principe est le suivant :

L'argile est réduite en poudre et tamisée : les poussières utilisées ont un diamètre inférieur à 0,1 mm. Elle est placée entre deux pistons poreux coulissant dans un cylindre perforé. Au moyen d'une presse, on serre les grains de façon à ce que la compacité initiale sèche soit égale à celle que le matériau aura à la fin de la consolidation; il faut tenir compte de ce que l'argile est un corps hygroscopique. La figure 31 indique l'absorption de l'eau atmosphérique par la poudre d'argile en fonction du temps. Il faudra donc connaître la teneur en eau de la poudre lorsqu'on effectue la mise en place et faire attention à ce phénomène qui complique les opérations de pesées. On voit que, par cette méthode, la connaissance de cette compacité est obtenue après une longue série d'approximations successives. On place alors l'ensemble dans un récipient plein d'eau, la poudre d'argile compactée étant soumise à une pression de consolidation.

La figure 32 indique le montage de la préparation et les dimensions de l'éprouvette.

La consolidation se produit lentement et il faut attendre 3 semaines pour ne plus observer de mouvement. En effet, malgré la mise en place à une compacité voisine de la compacité finale, on constate des déformations : un gonflement initial qui atteint environ 1/500 de la hauteur totale de l'échantillon, suivi d'un tassement qui ramène le matériau au voisinage du volume primitif (fig. 33). Par mesure de précaution, nous avons toujours attendu entre 1 mois et demi et 2 mois. Le matériau ainsi obtenu est pratiquement homogène au point de vue de la densité et

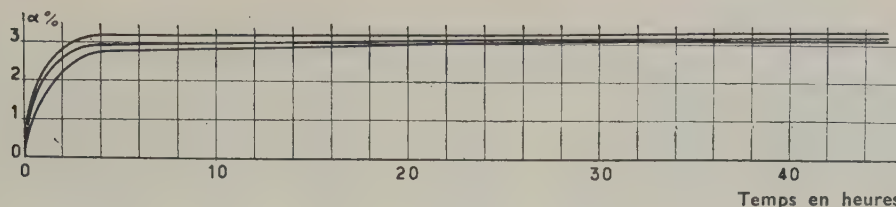


FIG. 31 a. — Argile de Provins en poudre. Hydratation à l'air après séchage à l'étuve de 72 heures.

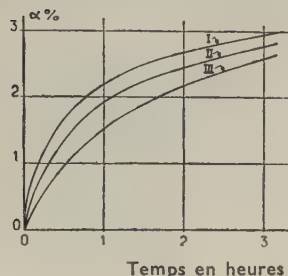
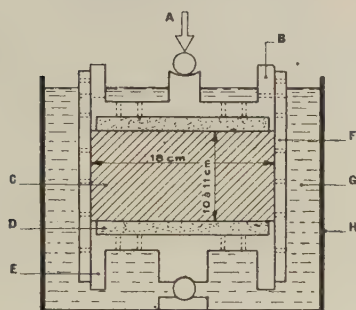


FIG. 31 b. — Argile de Provins en poudre. Détail de l'origine.



- A. Charge de compression ;
B. Piston supérieur poreux ;
C. Matériau ;
D. Pierre poreuse ;
E. Piston inférieur poreux ;
F. Cylindre poreux ;
G. Eau ;
H. Récipient étanche.

FIG. 32. — Préparation d'échantillon remanié homogène et cohérent.

de la teneur en eau, et sa teneur en air est voisine de 1 à 2 % ; par contre, l'isotropie n'est pas toujours obtenue et semble dépendre de la durée de consolidation : à partir de 2 mois les échantillons ainsi préparés étaient isotropes à 1 % près ; pour des durées inférieures, il n'en était pas toujours de même, la direction horizontale étant la plus résistante.

Dans cette masse d'argile, nous pouvions prélever dix éprouvettes rigoureusement identiques au point de vue de la résistance mécanique ; la figure 34 montre deux éprouvettes rompues dans des conditions analogues, l'aspect géométrique est identique et les courbes efforts-déformations sont superposables jusques et y compris la rupture. Par contre nous n'avons jamais pu réaliser deux masses d'argile parfaitement identiques par le procédé indiqué, bien que le mode opératoire soit toujours resté rigoureusement semblable. La variation de résistance atteint $\pm 5\%$ pour une même pression de consolidation. Rappelons que la préparation dure plusieurs mois et qu'il est difficile de faire des observations permettant d'expliquer ces différences.

L'argile utilisé fut le plus généralement de l'argile de Provins ou argile plastique de la région parisienne. Elle fait partie du Sparnacien, étage de l'Éocène inférieur. Elle se rapproche minéralogiquement de l'Halloysite. Ses caractéristiques sont les suivantes :

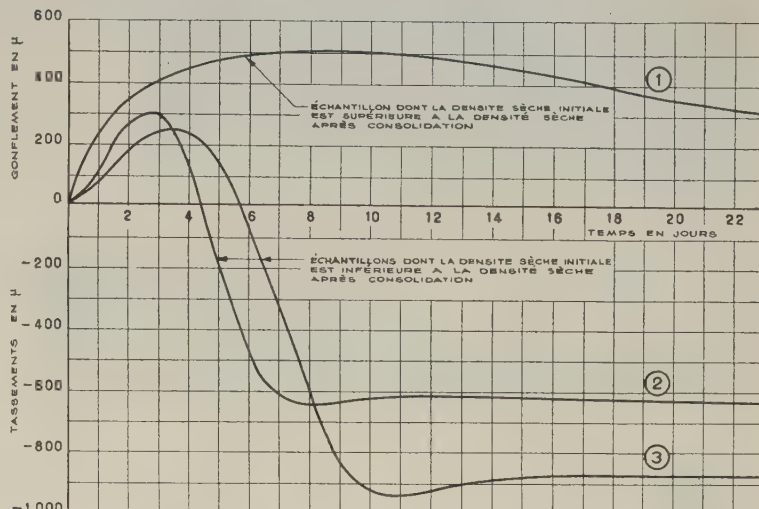
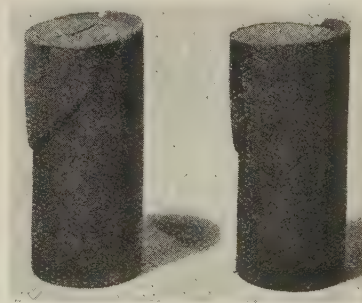
FIG. 33. — Déformation de tassement et de gonflement des échantillons d'argiles pendant la consolidation à partir de poudre sèche. Diamètre des échantillons : 18 cm, hauteur des échantillons : 10 cm. Même pression de consolidation sur des échantillons avec densité initiale différente : $d_{s.i.1} > d_{s.final} > d_{s.i.2} > d_{s.i.3}$.

FIG. 34. — Deux éprouvettes identiques.

Teneur en eau naturelle ..	25 à 28 %
Poids spécifique.	2,69
Limite de liquidité.	de 105 à 123 %
Limite de plasticité.	de 26 à 33 %
Indice de plasticité.	de 75 à 95
Limite de retrait.	17 à 19 %
(voir annexes I et II).	

Ces résultats montrent que différents prélèvements dans la même couche ne donnent pas des produits rigoureusement constants. Il faut tout de même noter que les caractéristiques mécaniques ne changent que très peu.

La figure 35 donne la répartition granulométrique des particules, déterminée par densimétrie.

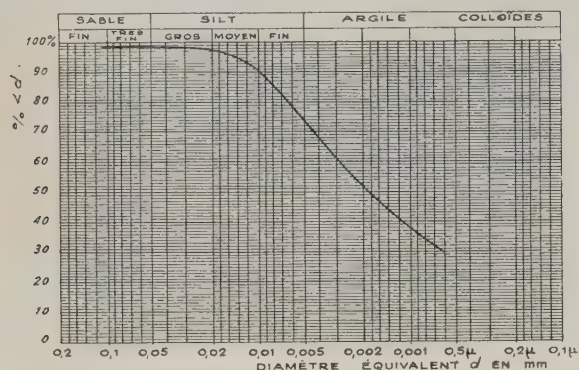


FIG. 35. — Argile de Provins. Analyse granulométrique.

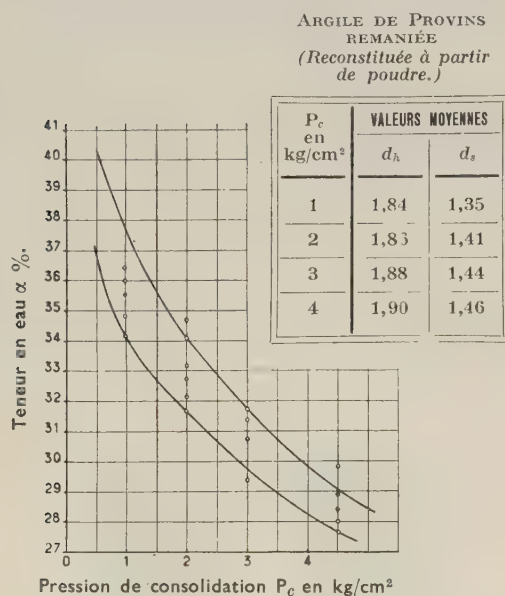


FIG. 36. — Teneur en eau des argiles artificielles en fonction de la pression de consolidation. Densités humide et sèche. Résultats moyens portant sur environ 40 essais.

La figure 36 indique la variation de teneur en eau des échantillons ainsi préparés en fonction de la pression de consolidation. On a indiqué sur cette figure les densités humides et sèches correspondantes.

b) Étude détaillée des essais effectués.

A. — Cisaillement rectiligne.

Tout ce qui a été dit à propos du cisaillement des sables peut encore s'appliquer ici : en particulier la notion de rupture progressive. Rappelons que la compacité des argiles est faible par rapport à celle des sables.

La figure 37 indique l'allure des courbes efforts-déformations obtenues avec des argiles.

Les résultats sont analogues avec les différents appareils de cisaillement par torsion.

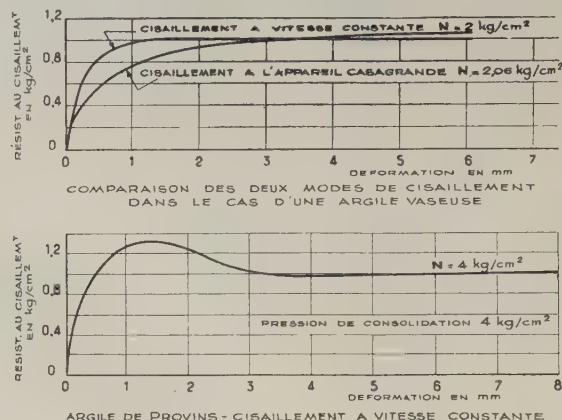


FIG. 37. — Cisaillements rapides sous la charge de consolidation.

B. — Essai triaxial.

Essais avec écrasement du matériau (type compression simple).

Le principe de cet essai a déjà été décrit dans le cas des sables et s'applique aussi dans le cas des argiles; en particulier, la notion de contrainte uniforme.

D'une façon générale, l'essai courant est effectué avec une éprouvette cylindrique de 3,5 cm de diamètre et de 8,7 cm de haut. L'éprouvette est placée entre deux plateaux parallèles et sans articulation; la plasticité de l'argile permet de rendre négligeable l'influence d'un mauvais parallélisme des faces d'appui de l'éprouvette. L'expérience montre d'ailleurs que si l'on met une rotule au plateau supérieur, la dispersion des résultats augmente et des ruptures par flambage apparaissent. Il y a intérêt à prendre des plateaux débordant l'éprouvette pour éviter la formation d'un coin de matériau à chaque extrémité (fig. 38); les ruptures ont lieu alors avec apparition de surfaces de glissement planes. Les ruptures avec apparition de cônes sont exceptionnelles.



FIG. 38.
Rupture en coin.

La rupture de l'éprouvette se produit indifféremment à la base inférieure ou supérieure si le matériau est homogène. Ceci se produit même lorsque les bases des échantillons sont soigneusement huilées, de façon à faire disparaître l'effet du frottement. On constate souvent après la rupture que les morceaux de l'éprouvette sont collés sur les plateaux respectifs. Le plan de rupture étant systématiquement tangent à une des circonférences de base, on peut penser que la résistance de l'éprouvette est diminuée. Il ne faut pas surestimer ce phénomène. En effet, lorsque l'on étudie certains matériaux naturels d'aspect homogène, et dont la résistance de rupture présente une dispersion faible, on obtient parfois des plans de rupture quelconques (fig. 39 échantillons naturels). Ainsi, un léger défaut d'homogénéité suffit à compenser la non-uniformité du champ de contrainte.

Nous avons cherché l'influence du frottement des faces d'appui en plaçant des colliers aux deux extrémités de l'éprouvette, on constate alors que la résistance à la compression simple augmente

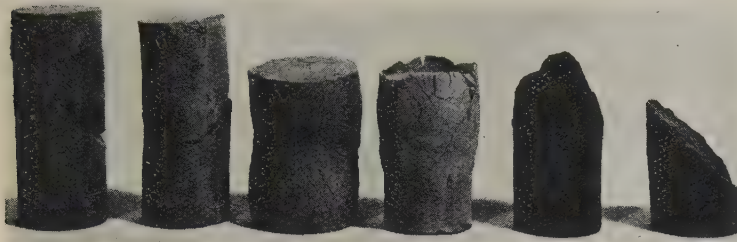


FIG. 39. — Échantillons naturels.

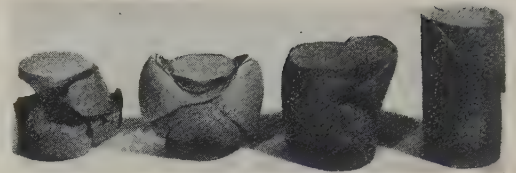


FIG. 40. — Ruptures en compression.

FIG. 41.
Argile artificielle
hétérogène.

légèrement. Avec des argiles homogènes, on peut observer différentes formes de rupture qui sont indiquées sur la figure 40. D'une façon générale, l'éprouvette, avant la rupture, garde une forme à peu près cylindrique : une déformation comme celle de la figure 41 indique un matériau hétérogène.

Influence des dimensions de l'éprouvette. — Nous avons étudié, sur des éprouvettes géométriquement semblables, l'influence du rapport d'homothétie sur la résistance à la rupture. Celle-ci est indépendante de la dimension de l'éprouvette (fig. 42).

Nous avons étudié l'influence de la hauteur des éprouvettes. Pratiquement, la résistance à la rupture est indépendante de la hauteur, tant que le plan de glissement de direction ρ ne rencontre pas les bases de l'éprouvette; la figure 43 montre une série d'éprouvettes de différentes hauteurs après rupture. Il s'agit d'argile de Provins et la valeur de ρ est de 45° . Donc, dans ce cas, pour des hauteurs telles que $h < d$ (d = diamètre), la résistance à la compression doit croître; c'est ce que l'on constate sur la figure 44.

Essais avec allongement de l'éprouvette (type traction).

Le principe de cet essai a déjà été décrit dans le cas des sables : on part d'un état hydrostatique et l'on diminue la contrainte verticale. Il faut prendre des précautions spéciales pour éviter que le piston ne soit pas décollé de l'éprouvette par la pression d'huile. On y arrive facilement. L'essai est effectué avec des éprouvettes de même dimension que pour les essais de compression. La rupture se produit en un point quelconque si le matériau est homogène et non au milieu de l'éprouvette. En effet, ce cas se produit lorsque l'éprouvette est prise entre deux mâchoires soumises à une flexion. Les ruptures, pour être valables doivent aussi ne pas avoir lieu au voisinage des bases. Les figures 45 et 46 indiquent les différentes formes de rupture que l'on peut constater.

Enfin, nous avons essayé d'effectuer sur la même éprouvette des essais de compression ou de striction lorsque les déformations plastiques sont importantes (fig. 47). Comme dans le cas des sables, les deux types de rupture ne se produisent pas aux mêmes points de l'éprouvette. On peut penser qu'un essai perturbe le suivant. Il ne semble pas que cette crainte soit fondée : les résultats obtenus avec ce genre d'essai sont identiques à ceux d'une éprouvette vierge. Nous n'avons utilisé cependant dans nos études

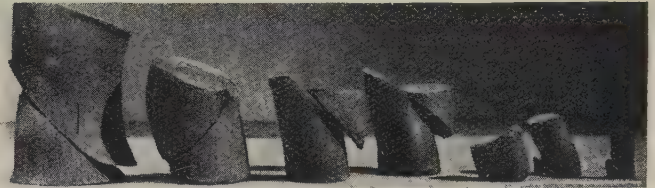


FIG. 42. — Éprouvettes homothétiques.

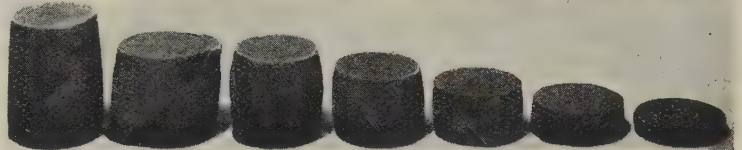


FIG. 43. — Éprouvettes de hauteurs différentes.

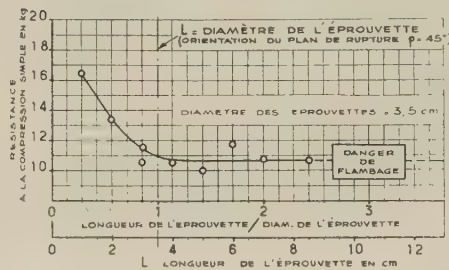


FIG. 44. — Influence de la longueur de l'éprouvette sur la résistance à la compression simple. Argile de Provins remaniée. Pression de consolidation : 2 kg/cm^2 . Cadence de chargement : $200 \text{ g/cm}^2/\text{s}$.

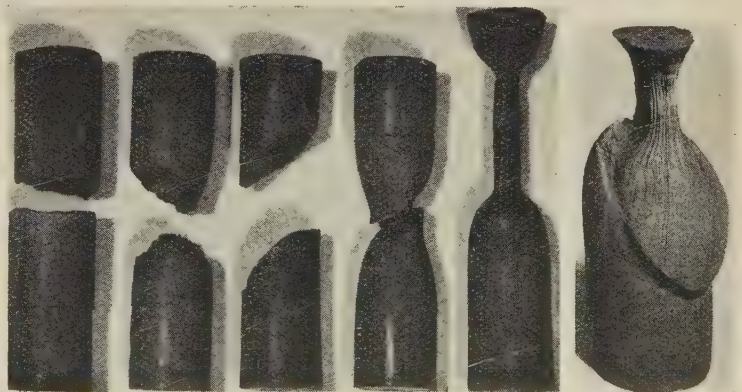
FIG. 45.
Rupture en
striction.

FIG. 46. — Différents modes de rupture avec allongement de l'éprouvette.

FIG. 47. — Compression et striction sur la même éprouvette.

que des éprouvettes qui n'ont été essayées qu'une seule fois par mesure de précaution.

Influence des dimensions de l'éprouvette. — Les résultats sont identiques à ceux de l'essai de compression. Remarquons simplement que la hauteur minimum de l'éprouvette en striction peut être inférieure à la hauteur minimum de l'éprouvette en compression, lorsque l'inclinaison ρ du plan de rupture du matériau avec la plus grande des contraintes principales est différente de 45° puisque la plus grande contrainte a tourné de 90° dans l'espace. Ceci est clairement mis en évidence sur la figure 48. En définitive, les essais avec allongement de l'éprouvette sont un peu plus difficiles à réaliser que les essais du type compression, mais sont mieux définis. Il est bien évident que les pressions de

ORIENTATION DES PLANS DE RUPTURE

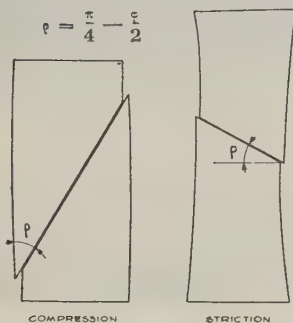


FIG. 48.

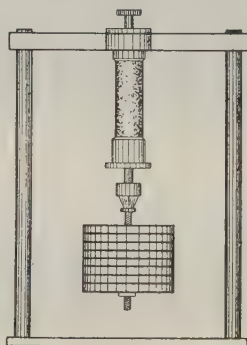


FIG. 49. — Traction simple.

rupture mesurées doivent être calculées en tenant compte d'une correction de la surface de la section droite de l'éprouvette qui varie au cours de l'essai.

Précision des mesures à l'appareil triaxial.

Enfin, indiquons que la sensibilité de l'appareil triaxial utilisé était de 50 g pour des charges verticales variant de 0 à 40 kg. Cette charge était exercée par un vérin rodé, sans cuirs. Puisque les échantillons avaient une surface de $9,6 \text{ cm}^2$, la pression de rupture était connue à $\pm 5 \text{ g/cm}^2$. La pression latérale était mesurée au moyen d'un stabilisateur à poids et sa précision était de l'ordre de 5 g/cm^2 pour des pressions variant de 0 à 15 kg/cm^2 . Enfin deux autres vérins permettaient d'utiliser des charges verticales allant jusqu'à 200 kg pour l'un et 1 t pour l'autre. Ces charges étaient exercées à l'intérieur de la cellule par l'intermédiaire de pistons de différents diamètres, le piston de 3,5 cm de diamètre nécessitant l'emploi d'un coussinet tournant pour transformer le frottement statique en frottement dynamique et améliorer la sensibilité.

C. — Essai de traction.

Nous appelons, arbitrairement, essai de traction les essais où l'on exerce effectivement une force négative sur l'extrémité de l'éprouvette. Ces essais peuvent être exécutés avec ou sans étreinte latérale. Le dispositif suivant permet de réaliser ces deux cas.

L'éprouvette standard est coiffée par deux calottes cylindriques épousant exactement la forme des extrémités. De la graisse à vide, préalablement placée dans les calottes, assure l'étanchéité. Le surplus de graisse est évacué lorsqu'on ajuste l'échantillon, par un orifice situé sur le fond de la calotte et que l'on peut fermer hermétiquement. L'éprouvette ne possède plus alors qu'un degré de liberté : elle peut tourner autour de son axe de symétrie mais ne peut plus sortir des coquilles puisqu'elle y est maintenue par la pression atmosphérique. On constate d'ailleurs, que l'on peut effectuer, au moyen de cet ancrage, des efforts de l'ordre de $1,6 \text{ kg/cm}^2$, c'est-à-dire supérieurs à la pression atmosphérique : le surplus est dû aux forces de viscosité de la graisse comprise entre l'échantillon et la paroi de la coquille. Ce dispositif peut être placé à l'intérieur d'une cellule d'appareil triaxial en prévoyant un moyen d'accrochage, et permet de mesurer la résistance à la traction d'un échantillon sous étreinte.

Les figures 49 et 50 montrent le dispositif expérimental utilisé.

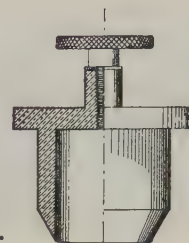


FIG. 50.
Coquille de traction.

La sensibilité de l'appareil est bonne, comme le montre la dispersion des résultats qui est faible sur des matériaux dont l'homogénéité a été démontrée par des essais différents. Par contre, la dispersion est plus grande dès que le matériau est hétérogène. La figure 51 montre la différence que l'on peut obtenir dans l'aspect de la rupture qui, pour les essais de traction simple, est plane et normale à l'axe. Lorsque la rupture en décohésion se produit dans le plan de la coquille de fixation, ceci indique une mauvaise mise en place et une irrégularité dans les tensions : le résultat obtenu correspond d'ailleurs à une valeur de la résistance en traction inférieure à la valeur moyenne. De tels incidents sont rares si la mise en place est soignée.

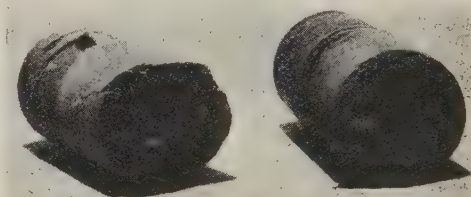


FIG. 51.
Décohésion.

Argile naturelle.

Argile artificielle.

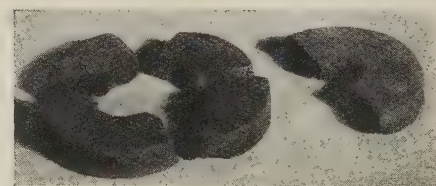


FIG. 52.
Rupture en traction
par rotation.

Enfin, la mesure de la traction simple peut être déterminée en faisant tourner de plus en plus rapidement une éprouvette en forme de couronne circulaire. La connaissance de la vitesse de rotation permet de déduire les efforts de traction dus à la force centrifuge; la figure 52 montre les fragments après rupture; on constate généralement que ceux-ci sont rompus suivant un diamètre, ou suivant deux diamètres rectangulaires.

D. — Influence de la vitesse dans les essais de cisaillement des argiles.

Nous avons cherché l'influence de la vitesse dans les essais de cisaillement rapide. Celle-ci s'est révélée négligeable, du moins tant que la vitesse est suffisamment rapide pour que l'eau interstitielle n'ait pas le temps de s'échapper du plan de cisaillement (fig. 53).

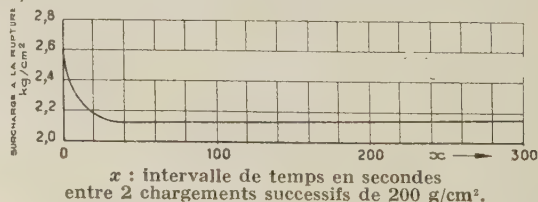


FIG. 53. — Influence de la vitesse dans les essais triaxiaux. Argile de Provins remaniée. Pression de consolidation 3 kg/cm^2 . Dans ces essais, la contrainte verticale était augmentée d'environ 200 g/cm^2 à chaque chargement.

Les matériaux utilisés furent :

La vase de Tunis;
L'argile de Provins remaniée en laboratoire et consolidée sous différentes pressions,

dont les coefficients de perméabilité sont de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-9} cm/s.

Les essais ont été effectués sur :

L'appareil de Casagrande (gradient d'effort constant);
L'appareil de cisaillement à vitesse constante;
L'appareil triaxial.

La durée des essais triaxiaux a varié de 5 s à 1 h. En principe, dans les essais triaxiaux à gradient constant, nous avons cherché à augmenter la charge du 1/10 ou du 1/20 de la charge de rupture à une cadence fixe.

Dans les essais de cisaillement linéaire, nous avons utilisé des cadences semblables, en particulier dans les essais à vitesse constante, celle-ci a varié de 10 mm en 1 mn à 10 mm en 12 h.

Il ressort de ces expériences que, pour des essais rapides (à l'échelle de la perméabilité de l'argile), l'influence de la vitesse de cisaillement est négligeable. Pour des essais effectués pendant une durée inférieure à 5 s, on arrive aux vitesses de choc et les mesures sont rendues plus compliquées par l'inertie des appareils. Pour les essais très lents, le début de consolidation sous les différentes charges, la viscosité du matériau et les déformations plastiques qui se produisent, changent le phénomène physique et donnent des résultats différents qui ont d'ailleurs été constatés par de nombreux auteurs [55].

VI. — INTERPRÉTATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILEMENT. ESSAI DIRECT

a) Équation de Hvorslev.

Pour suivre le phénomène physique de l'essai de cisaillement, il est nécessaire de faire appel aux contraintes intergranulaires. Lorsque l'échantillon est consolidé sous une certaine charge, c'est-à-dire que l'eau interstitielle s'est mise en équilibre avec le milieu extérieur, les contraintes sont transmises intégralement par le squelette granulaire. Lorsque le cisaillement commence effectivement, le volume de l'argile a tendance à diminuer, car la densité des argiles est pratiquement toujours inférieure à la densité critique telle qu'elle a été définie pour les sables. Dans ces conditions, une partie des contraintes se trouve reportée sur l'eau interstitielle, celle-ci n'ayant pas le temps de s'échapper, puisque l'argile est peu perméable. L'eau ne pouvant supporter d'effort de cisaillement, l'équation de Coulomb prend la forme suivante en contrainte intergranulaire donné par Hvorslev [24] :

$$t = c_v + (n - u) \operatorname{tg} \varphi_v;$$

où

t : résistance au cisaillement;
 c_v : cohésion vraie;
 n : contrainte totale normale au plan de rupture (contrainte effectivement appliquée sur l'échantillon);
 u : pression hydrostatique de l'eau interstitielle;
 $(n - u)$: contrainte effective normale au plan de rupture (contrainte effectivement supportée par le squelette intergranulaire);
 φ_v : angle de frottement vrai.

Nous développerons au cours de ce chapitre la signification qui doit être donnée aux mots cohésion vraie, angle de frottement vrai et squelette intergranulaire. Ces deux premiers représentent pour l'instant des coefficients d'une forme linéaire différente de celle de Coulomb.

Les contraintes t et $(n - u)$ sont les contraintes effectivement supportées par la phase solide; comme dans le cas des sables, la théorie de Mohr montre que l'angle de frottement φ_v défini par l'équation précédente est relié à l'inclinaison ρ du plan de rupture par rapport à la plus grande contrainte principale par la relation :

$$\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_v}{2}$$

Nous voyons que pour utiliser l'équation de Hvorslev, il est nécessaire de chercher à atteindre c_v , φ_v et u , par des mesures directes. On se trouve alors devant les trois problèmes expérimentaux que nous avons abordés; nous dirons simplement de u et φ_v qu'il est très difficile de les déterminer avec précision à partir de l'équation de Hvorslev et de mesures précises de u , car le coefficient de perméabilité de l'argile est très faible. La mesure de l'orientation ρ du plan de rupture, dans un essai où l'on connaît la direction des contraintes principales comme l'essai triaxial, est elle-même assez peu précise à cause des déformations qui accompagnent la rupture. Avec beaucoup d'entraînement, on arrive peut-être à estimer ρ à $\pm 2^\circ$, c'est-à-dire que l'on obtient φ_v à $\pm 4^\circ$. Dans ces conditions, il semble que les argiles naturelles se groupent en deux catégories auxquelles correspondent des φ_v nuls ou voisins de 30° . Les rares cas intermédiaires que l'on observe sont, le plus souvent expérimentalement douteux.

b) Relation entre résistance au cisaillement et compressibilité.

La cohésion est un terme à part dans l'équation de Hvorslev : elle dépend de la pression de consolidation de l'argile. Il est nécessaire de décrire le phénomène en détail.

Si l'on prend une pâte d'argile extrêmement molle, et que l'on cherche à mesurer sa résistance au cisaillement, après stabilisation sous la charge verticale, on obtient une droite passant par l'origine (ligne A, fig. 54). Si on part d'une argile consolidée sous la charge P_c , la résistance au cisaillement pour des valeurs de n supérieures à P_c , n'est pas changée; par contre, lorsque l'on consolide l'argile des charges inférieures à P_c , c'est-à-dire avec gonflement, on constate que la résistance au cisaillement diminue sans atteindre la ligne A; on obtient ainsi une ligne du type B (fig. 54).

On notera que ce phénomène est analogue à ce que l'on observe dans l'essai de compressibilité : la structure de l'argile est modifiée par les états antérieurs et l'on ne revient pas à la même position relative des grains entre eux. Il apparaît ainsi que la résistance au cisaillement est fonction de l'indice des vides. Ce fait est à rapprocher des résultats obtenus sur des poudres sèches dont nous parlerons plus loin (paragr. IX g).

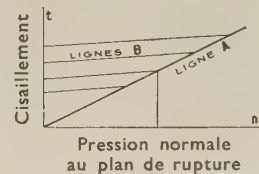


FIG. 54.

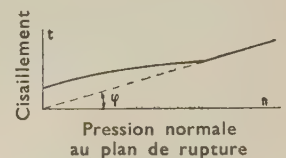


FIG. 55.

La courbe intrinsèque, prise au sens de Coulomb, pour une argile consolidée, est donc formée de deux branches de courbes distinctes.

De nombreux auteurs ont cherché les propriétés des lignes B en fonction de la pression de consolidation, d'après Hvorslev [24] ces droites seraient parallèles, d'après Hogentogler [23] leur inclinaison φ serait fonction croissante de la pression de consolidation; Langer [30] a donné un résultat analogue. Enfin Taylor [55] donne l'aspect indiqué sur la figure 55 qui semble proche de la réalité et de nos essais. La ligne droite B est remplacée par une courbe à concavité dirigée vers le bas. La précision des mesures de cisaillement ne permet guère d'analyser ce qui se passe au voisinage de la pression de consolidation. En particulier, il est fort probable que le point anguleux indiqué sur la figure 56 est remplacé par la courbe continue tracée en pointillé. Les figures ci-dessus sont données en contraintes totales. L'aspect est un peu différent avec des contraintes effectives; la figure 57 indique l'aspect de la courbe intrinsèque en fonction de la contrainte effective sur le plan de rupture, à la rupture; cette courbe est tracée pour une argile dont l'angle φ_v obtenu à partir de l'inclinaison ρ des plans de rupture d'une série d'éprouvettes, serait voisin de 30° .

Il est intéressant de chercher à voir ce que l'on obtient avec une argile consolidée sous une certaine pression P_c lorsqu'on la cisaille sous des pressions normales différentes de P_c sans laisser

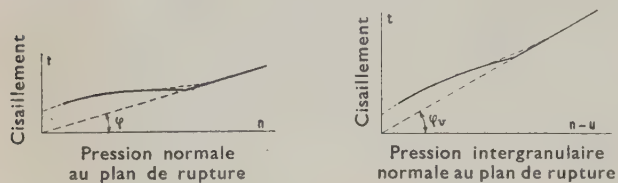


FIG. 56.

FIG. 57.

le matériau se stabiliser sous les nouvelles charges. Il suffit pour cela de se reporter au tableau de contraintes intergranulaires donné au paragraphe IV pour comprendre le phénomène. Au début de l'essai, les contraintes intergranulaires sont égales à P_c ; par suite, le reste de l'essai est inchangé et la résistance au cisaillement est la même. Dans le plan (cisaillement)-(pression normale totale), la courbe intrinsèque ainsi obtenue est une droite parallèle à l'axe des pressions, ou si l'on préfère, l'angle de frottement interne apparent φ_a est nul. Cette courbe est identique à la courbe intrinsèque définie en Résistance des Matériaux, et c'est par là que les propriétés de l'argile se rapprochent de celle du fer et des métaux à frottement interne nul. Dans le plan (cisaillement)-(pression effective normale au plan de rupture), l'ensemble de ces essais est représenté par le point de coordonnées ($P_c - u$, t).

Les vérifications expérimentales de ces notions sont extrêmement concluantes [3] [52] [18]. En particulier, avec des argiles naturelles ou remaniées, on trouve des angles de frottement apparent voisin de 1 à 2°; pratiquement, si le matériau donne des résultats légèrement dispersés, on ne peut pas voir si φ_a est rigoureusement nul ou légèrement positif.

Certaines argiles donnent parfois un φ_a différent de zéro; on constate toujours, dans un tel cas, que l'on est en présence d'une argile qui ne répond pas aux conditions définies plus haut; par exemple, l'échantillon peut être :

- Fissuré;
- Hétérogène (lit de sable);
- Non saturé;
- Composé d'un mélange argile-silt-sable.

c) Influence de la vitesse de cisaillement.

La figure 37 indique l'allure d'un diagramme effort-déformation dans un essai de cisaillement à vitesse constante. Il est nécessaire de l'étudier en détail.

L'aspect de ce diagramme est identique à celui que l'on obtient avec du sable compact; mais la présence du maximum est due à une raison tout à fait différente; dans le cas d'un sable, le maximum correspond au travail de désenchevêtrement des grains dans le plan de rupture, jusqu'à ce que la compacité soit égale à la compacité critique. Pour une argile, au contraire, la compacité est toujours inférieure à la compacité critique et la structure tend à devenir plus serrée, comme dans le cas d'un sable à faible densité initiale. La présence du maximum est due à la destruction progressive de la structure, occasionnée par la distorsion de l'échantillon avant rupture. Il est normal que la vitesse de cisaillement ait une influence sur la valeur de ce maximum. En effet, la nature de la cohésion des argiles, d'après ce que nous en avons dit au paragraphe I, permet d'envisager des propriétés de résistance aux déformations analogues à celles des milieux visqueux; un effort important est sans doute nécessaire pour séparer deux réseaux cristallins en contact, mais un effort plus faible et prolongé peut jouer le même rôle; il est certain que l'influence de la température ne doit pas être toujours négligeable puisque les atomes des réseaux imparfaits de la périphérie de la particule ont une agitation thermique plus grande, permettant des décrochages suivis de glissements de faible amplitude.

Ainsi, alors que la valeur du maximum doit se trouver diminuée lorsque la vitesse de cisaillement devient plus faible, il

semble que la valeur du minimum doive rester constante puisqu'il n'y a plus rupture d'une structure organisée. En fait, on constate que cette valeur augmente lorsque la vitesse de rupture décroît.

La figure 58 indique la position respective des diagrammes effort-déformation de deux échantillons d'argile rigoureusement identiques cisailés à des vitesses différentes. Il s'agit d'argile de Provins reconstituée à partir de poudre; les résultats sont identiques à ceux que l'on obtient avec des argiles naturelles ou avec des argiles remaniées comme celles de Londres, citées par LANGER [29]. Ceci montre, par la même occasion, que nos échantillons d'argile préparés en laboratoire, par la méthode indiquée plus haut (paragr. V a) ont des comportements mécaniques analogues à ceux des sols réels.

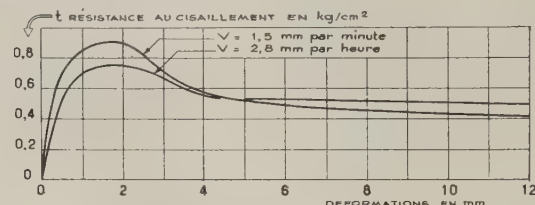


FIG. 58. — Argile de Provins. Influence de la vitesse de cisaillement. Essais à vitesse constante.

Pour expliquer ces résultats, certains auteurs ont fait appel à des phénomènes colloïdaux dans le plan de rupture; Hvorslev [24] parle de regain thixotropique; il est possible que de tels phénomènes aient lieu, entraînant des variations de caractéristiques visqueuses ou plastiques du matériau au voisinage des points de contact des particules; il semble cependant que l'essentiel de l'augmentation de résistance soit dû à un début de reconsolidation sous charge [55]. Il est, en effet, pratiquement impossible, dans un essai de cisaillement linéaire, d'empêcher l'eau interstitielle, à la pression u de sortir du plan de rupture et de se redistribuer dans le matériau puisque les contraintes de cisaillement ne forment pas un champ uniforme dans toute la hauteur de l'échantillon.

Les différents phénomènes que nous venons de signaler jouent évidemment de la même façon lorsque l'échantillon étudié est consolidé, puis cisailé, sous une pression normale inférieure à la pression de consolidation naturelle; c'est-à-dire lorsque le matériau est cohérent, si l'on donne au mot cohésion la définition suivante, qui est apparue au paragraphe b) ci-dessus : excédent de résistance dû à une déformation non élastique du squelette granulaire, laissant subsister, après la première consolidation, une déformation permanente [55]. Cette définition est évidemment différente de celle de CECILLOMB ou de celle de HVORSLEV, puisque la cohésion dépend de la charge de consolidation de l'essai.

Dans un tel cas, il est possible que cette cohésion s'annule progressivement si des agents extérieurs sont capables de faire disparaître la déformation permanente de surconsolidation. Ainsi, des sollicitations mécaniques de longue durée, pouvant entraîner des déformations plastiques importantes, sont susceptibles de faire disparaître la cohésion par remaniement de l'argile. Il est évident, que, pour des travaux de longue durée, il est essentiel de prendre garde aux variations d'un excédent de résistance qui n'est peut-être que temporaire; pour des travaux de courte durée, comme l'ouverture d'une fouille, par exemple, il n'y aura aucun danger à utiliser le terme de cohésion.

d) Importance de la mesure des pressions interstitielles.

On peut concevoir des essais extrêmement lents, pendant lesquels la pression hydrostatique u serait constamment nulle. Il est bien évident, d'après l'équation de Hvorslev, que l'angle de frottement mesuré serait φ_0 . De tels essais seraient sans doute intéressants pour des sols types mais utiliser cette méthode pour atteindre φ_0 est illusoire pour les argiles. En effet, l'interprétation des essais serait pratiquement impossible car elle se heurte à plusieurs difficultés :

1° La durée d'une telle expérience serait extrêmement longue, de l'ordre de 6 mois.

2° La destruction de la structure étant étalée sur un temps très long, il n'y aura plus de maximum et on ne saura pas, au moment de la rupture, s'il reste ou non une part de résistance due à la structure.

3° Le coefficient de frottement intergranulaire est peut-être influencé par la présence de l'eau interstitielle agissant comme lubrifiant; par conséquent, $\operatorname{tg} \varphi_v$ est peut-être fonction de la vitesse.

4° On peut penser qu'une grande déformation dans le plan de rupture, provoque une orientation spéciale des particules et feuillet d'argile changeant ainsi la valeur du coefficient de frottement intergranulaire.

5° Enfin, on ne saura pas ce qui se passe au point de vue de la pression hydrostatique u . Tant que celle-ci ne sera pas mesurée, on ne saura pas si elle est nulle ou non.

Ce dernier point est extrêmement important : en effet, des essais suédois [51] ont mis en évidence l'existence d'un gradient critique dans l'application de la loi de Darcy formant seuil de percolation lorsque l'on mesure le coefficient de perméabilité K d'une argile. Si un tel phénomène est général [7] [14], il est possible de conserver une pression hydrostatique interne u notable, dans le plan de rupture, malgré la stabilisation apparente. De toute façon, même si le seuil de percolation est contestable dans certains cas, il n'en reste pas moins que la valeur de u est inconnue dans les essais lents. Ceux-ci sont donc difficilement utilisables pour les argiles, étant donné la très faible perméabilité de ces matériaux; on ne sait pas exactement comment les interpréter; de plus les essais triaxiaux montrent l'importance des déformations plastiques de l'argile, ce qui empêche de se fier exclusivement à des critères de déformation. Les essais lents c'est-à-dire avec drainage et pression interstitielle nulle, permettant d'atteindre φ_v nous semblent donc difficiles à réaliser et pratiquement impossibles à utiliser dans le cas des argiles; la conception « essais lents » n'est utile que pour rattacher les contraintes réelles aux contraintes intergranulaires.

Ceci souligne encore la nécessité des mesures de pression interstitielle pendant les essais pour pouvoir séparer les différents facteurs de l'équation de Hvorslev. De même, la mesure de la pression de consolidation permet de trouver un point caractéristique de la courbe intrinsèque et son importance est aussi extrêmement grande. Enfin, l'analyse détaillée du phénomène de rupture montre qu'il est vain de vouloir séparer pour chaque essai ce qui appartient à la cohérence ou au frottement et qu'il est plus indiqué d'utiliser globalement la résistance au cisaillement dont l'expression de Coulomb sera considérée comme un développement en série limité à deux termes, valable pour un domaine de charges à définir.

VII. — INTERPRÉTATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILEMENT. ESSAIS TRIAXIAUX

a) Contraintes intergranulaires dans l'essai triaxial.

Tout ce qui a été exposé au précédent paragraphe s'applique intégralement aux essais triaxiaux; en particulier on peut envisager, comme pour le cisaillement direct :

- Des matériaux sans consolidation préalable;
- Des matériaux naturellement consolidés;
- Des essais avec étreinte latérale différente de la pression de consolidation;
- Des essais avec étreinte latérale égale à la pression de consolidation;
- Des essais rapides;
- Des essais lents.

Les conclusions précédentes s'appliquent sans modifications.

Cependant, l'interprétation de l'essai triaxial sur argile est plus complexe que le cisaillement direct, car on est obligé de passer par l'intermédiaire du cercle de Mohr appliqué aux contraintes intergranulaires.

Imaginons par exemple, le cas d'une série d'essais triaxiaux suffisamment lents pour que la pression interstitielle u soit sys-

tématiquement nulle pendant l'essai de rupture; dans un tel cas, les contraintes sont entièrement supportées par le squelette granulaire, et les cercles de Mohr correspondant aux états d'équilibre limites précédant la rupture ont une enveloppe qui est identique à la courbe intrinsèque définie par l'essai de cisaillement direct suffisamment lent pour que la pression interstitielle soit nulle, ou, d'après ce qui a été dit, à la courbe intrinsèque définie par les essais de cisaillement direct exprimés en contrainte intergranulaire. D'après les conclusions du paragraphe précédent, il est bien évident que l'essai triaxial lent sur argile n'est pas plus utilisable ni réalisable que le cisaillement direct lent.

Pour retrouver le cercle de Mohr correspondant aux contraintes effectives dans les essais ne permettant pas à l'eau interstitielle de s'échapper, il nous faudra diminuer les contraintes principales totales de la valeur de la pression interstitielle, c'est-à-dire $(N_1 - u)$ et $(N_3 - u)$ (fig. 59).

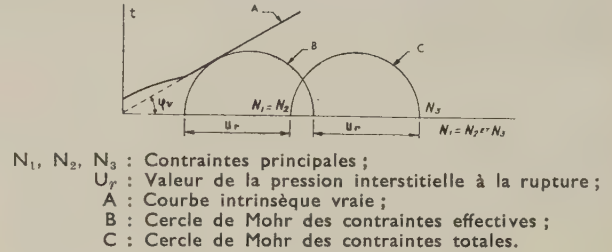


Fig. 59.

Puisque les cercles de Mohr subissent ainsi une simple translation, la courbe intrinsèque de la figure 55, obtenue, nous le rappelons, à partir d'essais de cisaillement direct sur matériaux naturellement consolidés et cisailés après une nouvelle consolidation sous différentes charges, cette courbe aura pour correspondant le lieu des points M' de la figure 60. Le point M' est déduit par translation à partir de M , point de contact du cercle de Mohr des contraintes effectives et de son enveloppe. L'enveloppe des cercles de Mohr des contraintes totales n'a aucune signification physique. Ces cercles sont coupés par la courbe intrinsèque définie au sens de Coulomb; sur ces cercles, seuls les points M' nous intéressent. L'ordonnée de M' est indépendante de u ; elle est égale à la résistance au cisaillement associée au plan de rupture de l'éprouvette et, par suite, l'orientation ρ du plan de rupture du squelette granulaire est reliée par la théorie générale de l'équilibre à l'angle de frottement interne vrai. Une construction géométrique immédiate donne la direction du plan de rupture (droite zz' de la figure 60).

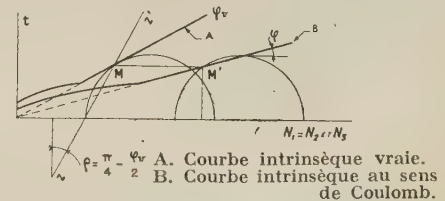


Fig. 60.

Il ressort de ces considérations que la résistance au cisaillement ne peut se déduire simplement d'un essai triaxial rapide sur argile. Il est nécessaire de mesurer indépendamment de l'essai, l'angle de frottement vrai φ_v pour trouver la position du point de contact M' sur le cercle de Mohr, ou de mesurer la pression interne u pour pouvoir placer le cercle de Mohr des contraintes effectives.

Toutefois, certains auteurs (RUTLEDGE, TAYLOR) admettent que, pour de nombreuses argiles naturelles, le rapport de la contrainte principale effective axiale $N_3 - u$ à la pression de consolidation est voisin de 1 lorsque l'échantillon est cisailé rapidement sous la pression de consolidation; par suite, pour ces argiles, les angles de frottement vrai φ_v et au sens de Coulomb φ (fig. 56) sont reliés par la relation $\operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi_v$. Le calcul est le suivant [55] :

L'équation de Hvorslev s'écrit :

$$t = (n - u) \operatorname{tg} \varphi_v \quad (n - u \text{ contrainte effective normale au plan de glissement}).$$

Les relations dans le cercle de Mohr donnent :

$$n - u = (N_3 - u) (1 - \sin \varphi_v) \quad (N_3 - u \text{ contrainte principale effective maximum}),$$

d'où, en faisant apparaître la pression de consolidation P_c :

$$t = P_c \left[\frac{(N_3 - u)}{P_c} (1 - \sin \varphi_v) \right] \cdot \operatorname{tg} \varphi_v$$

la valeur du crochet est constante pour une argile donnée; elle est voisine de $1/2$ si φ_v est voisine de 30° ; comme on a, d'après la loi de Coulomb :

$$t = P_c \operatorname{tg} \varphi \quad \text{on déduit} \quad \operatorname{tg} \varphi = 1/2 \operatorname{tg} \varphi_v$$

b) Interprétation de l'essai de compression simple.

Il y a peu de chose à dire de l'essai de compression simple, qui n'est qu'un essai triaxial à contrainte latérale nulle; mais cet essai est extrêmement commode et est effectué très couramment, aussi nous reparlerons ultérieurement de son interprétation dans le cas des matériaux réels (paragr. XII a).

Dans le cadre des hypothèses faites au paragraphe IV les contraintes intergranulaires qui s'exercent dans l'éprouvette d'argile avant l'essai de compression simple, sont égales à P_c . Lorsque la surcharge de rupture est appliquée, la pression interstitielle à la rupture a varié de u_r , les contraintes principales sont :

$$\begin{aligned} v_1 = v_2 &= P_c - u_r \text{ (contraintes latérales);} \\ v_3 &= N_3 + P_c - u_r \text{ (contrainte axiale).} \end{aligned}$$

Il faut déplacer le cercle de Mohr de diamètre N_3 de façon à ce que la plus petite contrainte principale effective soit $P_c - u_r$. Ce cercle sera tangent à la courbe intrinsèque au point singulier de cette courbe : on ne peut donc pas avoir de renseignement théorique sur la valeur de la pression u_r , puisqu'on peut envisager plusieurs cercles tangents en ce point singulier; ceci est mis en évidence sur la figure 61.

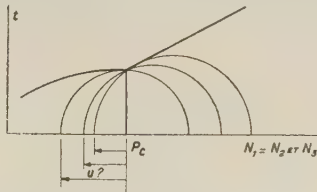


FIG. 61. — La figure montre les limites extrêmes que peut atteindre le cercle de Mohr de compression simple et les valeurs extrêmes de la pression interstitielle u .

Ce phénomène est très important car nous avons montré que les essais effectués à des pressions différentes de la pression de consolidation de l'essai se ramènent à l'essai effectué à la pression de consolidation (φ apparent nul). D'autre part, pour des essais effectués après consolidation supérieure à la pression de consolidation naturelle, on se retrouve devant le même cas, la consolidation supérieure « effaçant » la première; nous en verrons une application au chapitre suivant, dans le cas où le φ_v réel semble nul; nous voyons, dès maintenant, les modes d'investigation qui peuvent être utilisés :

$$\text{Mesure précise de } \rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_v}{2};$$

Mesure de la pression interstitielle u ;

Comparaison statistique entre cisaillement rectiligne et essai triaxial.

c) Remarques sur la distribution des contraintes pendant la consolidation.

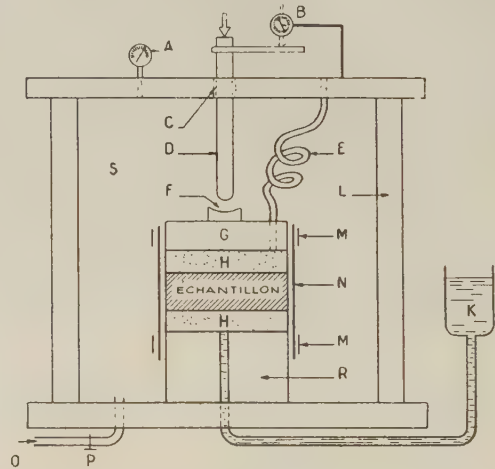
Dans les deux types d'essais de cisaillement que nous avons étudiés, le mode de consolidation des échantillons est différent. Dans la boîte de cisaillement l'échantillon est consolidé sous une charge statique verticale, c'est-à-dire unidirectionnelle. Les échantillons utilisés dans l'appareil triaxial sont, soit prélevés dans une argile naturelle, soit prélevés dans une argile consolidée à part sous une charge statique, le prélèvement n'étant pas obligatoirement effectué dans une direction parallèle à celle de la consolidation, soit enfin, consolidés dans l'appareil même. Dans tous les cas, le mode de consolidation est différent.

Il nous a semblé nécessaire de chercher quelles pouvaient être les contraintes latérales pendant la consolidation; pour cela, nous avons effectué une série d'essais de compressibilité normaux dans l'œdomètre et simultanément sur des éprouvettes identiques des mêmes matériaux, une série d'essais de compressibilité dans l'appareil triaxial, en imposant la contrainte latérale. Les essais ont été ainsi conduits deux par deux, pour que l'influence des agents extérieurs (température, vibrations...) s'exerce, si possible, dans des conditions voisines. Les chargements successifs ont été faits aux mêmes instants et les échantillons d'argile utilisés ont été choisis de façon à ce que leur homogénéité soit la plus satisfaisante. Le montage de l'essai de compressibilité dans l'appareil triaxial est représenté sur la figure 62. Nous avons utilisé les différentes étreintes latérales suivantes :

Pression latérale $p = 0$ (pression atmosphérique);

— $= 1/2$ pression verticale;

— $=$ pression verticale (pression hydrostatique).



- | | | |
|---|------------------------------|-----------------------|
| M. Bracelets de caoutchouc serrés par des colliers métalliques; | A. Manomètre; | H. Pierres poreuses; |
| N. Gaine souple et imperméable en silicone. Épaisseur 1/2 mm; | B. Comparateur; | K. Eau; |
| | C. Étanch. (Graisse à vide); | L. Plexiglass; |
| | D. Piston rodé; | O. Arrivée d'air; |
| | E. Tuyau souple; | P. Robinet déréglage; |
| | F. Articulation; | R. Support; |
| | G. Support; | S. Cellule triaxiale. |

FIG. 62. — Montage de l'essai de compressibilité à l'appareil triaxial. L'échantillon est mis en présence d'eau par l'intermédiaire des pierres poreuses et en communication avec l'extérieur par les deux canalisations reliées aux pierres poreuses.

Les figures 63 et 64 indiquent les résultats obtenus avec deux argiles différentes, l'une en compression simple, l'autre en compression hydrostatique; la variation de l'indice des vides a été calculée comme s'il n'y avait pas d'expansion latérale. Les courbes de compressibilité obtenues avec l'œdomètre et l'appareil triaxial ont été placées côte à côte sur les graphiques de

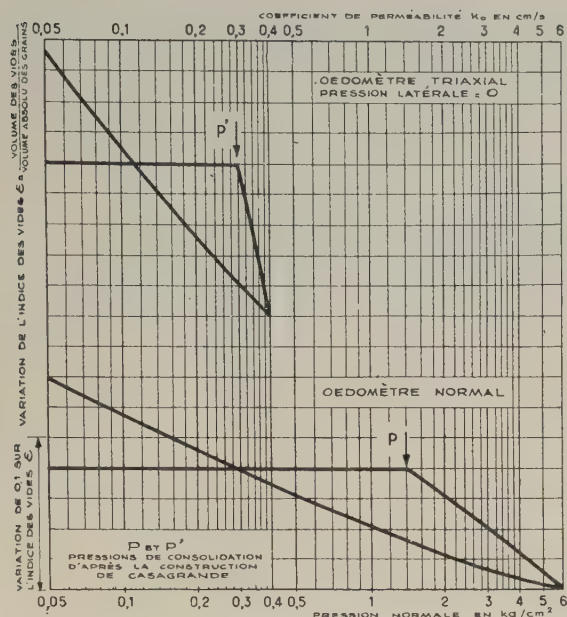


FIG. 63. — Essai de compressibilité.
Argile plastique noire et gonflante de la région parisienne.

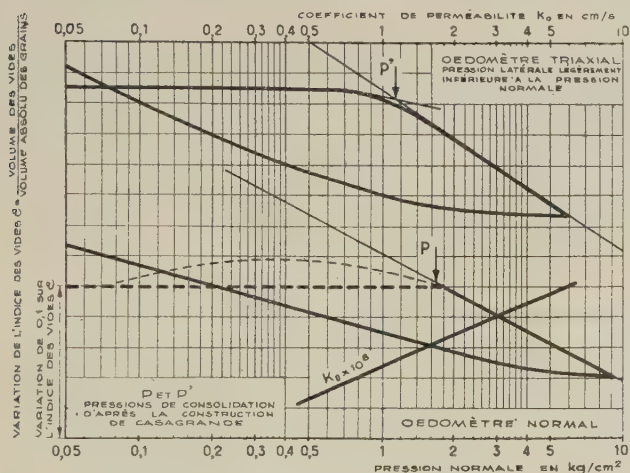


FIG. 64. — Essai de compressibilité-perméabilité.
Argile grise de Nancy.

façon à montrer si les courbes sont superposables. La première figure montre que, si l'échantillon n'est pas soutenu latéralement, un écoulement plastique important apparaît rapidement. La deuxième figure montre des diagrammes de compressibilité voisins. On remarquera toutefois que la pente de l'œdomètre triaxial est légèrement plus grande que celle de l'œdomètre normal, et que le gonflement à la fin de l'essai est plus faible. Ceci montre qu'un léger fluage s'est produit, dû au fait suivant : pour assurer le contact du piston vertical qui permet de suivre les déformations, il est nécessaire d'appliquer une légère surcharge verticale, en moyenne de l'ordre de 300 à 400 g, c'est-à-dire une pression supplémentaire de l'ordre de 10 g/cm², la surface de l'échantillon étant de 38,5 cm². Cette surcharge maintenue pendant 1 mois 1/2 a provoqué le fluage de l'argile.

La figure 65 est relative à un limon argileux essayé dans les mêmes conditions. On observe aussi un fluage très caractérisé.

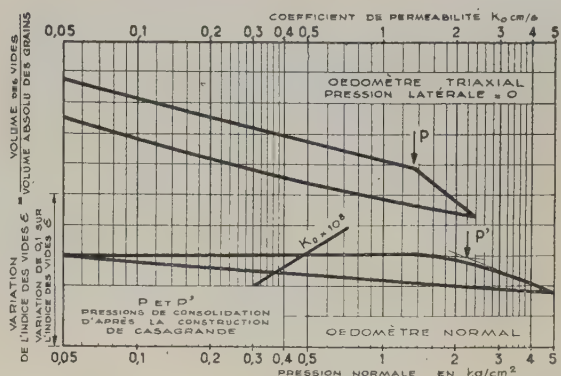


FIG. 65. — Essai de compressibilité-perméabilité.
Limon de Donzère.

On remarquera dans tous ces essais que les pressions de consolidation déterminées d'après la construction de Casagrande, indiquée plus haut (paragr. III) donneraient des pressions systématiquement plus faibles dans les essais de compressibilité effectués à l'aide de l'appareil triaxial.

Il semble donc logique d'admettre que la distribution des contraintes est uniforme dans les essais œdométriques et de même, pendant la consolidation dans la boîte de cisaillement de Casagrande. En conséquence, il paraît normal que les résultats de l'essai de cisaillement direct, après consolidation unidirectionnelle, soient comparables à ceux d'un essai à l'appareil triaxial après consolidation uniforme.

Il est difficile d'expliquer l'uniformité de la répartition des contraintes pendant la consolidation dans un œdomètre, mais il existe encore de nombreux points obscurs dans les propriétés pseudo-élastiques de l'argile. En particulier, la question de l'origine du gonflement en présence d'eau n'a pas encore trouvé d'explication vraiment satisfaisante. De même, dans la détermination de la pression de gonflement d'une argile on constate, pour des charges inférieures à la pression de gonflement, un tassement initial suivi, au bout d'un certain temps, d'une dilatation de l'échantillon au contact de l'eau; il faut augmenter les charges progressivement jusqu'à ce que la dilatation ne se produise plus pour obtenir ce qu'on appelle la pression de gonflement. Il paraît difficile d'attribuer ce tassement initial à une mise en place du piston de l'œdomètre, car il se produit même avec des remplissages extrêmement soignés. A notre connaissance, ce phénomène courant et rarement signalé n'a pas non plus trouvé d'explication satisfaisante. Dans un tel cas aussi, l'échantillon prenant appui sur les parois de l'œdomètre pour repousser le piston, il est certain que la distribution des contraintes sur la paroi est telle que la pression latérale supportée par l'argile soit supérieure ou égale à la pression statique exercée axialement sur l'échantillon.

VIII. — ESSAIS ET INTERPRÉTATIONS. ÉCHEC DE LA THÉORIE LORSQUE $\rho = 45^\circ$

Nous allons maintenant illustrer les conceptions théoriques exposées dans les deux paragraphes précédents en présentant des expériences qui prolongent les essais classiques qui eux ne seront pas développés.

- Essais de rupture rapide à des pressions différentes de la pression de consolidation : essais de cisaillement direct, essais triaxiaux (compression).

De tels essais ont été exécutés par cisaillement rectiligne et dans l'appareil triaxial; les résultats sont identiques : la courbe intrinsèque apparente ainsi obtenue est parallèle à l'axe des

abscisses. Dans le cas des essais triaxiaux sur les argiles artificielles, on constate que la courbe se rapproche de l'origine pour les faibles étreintes latérales et que sa pente est nulle pour les étreintes latérales élevées (fig. 66). Ceci est sans doute dû à ce que les argiles artificielles contiennent environ 2 % d'air en volume. Cette teneur en air est mise en évidence par la courbe moyenne de la figure 67. Dans ces conditions, les contraintes supportées par les grains solides ne sont plus systématiquement égales à P_c puisque la

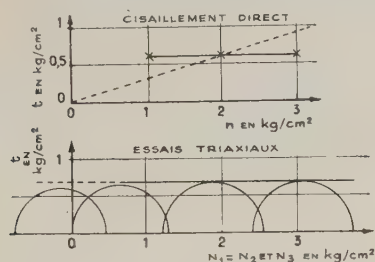


FIG. 66.

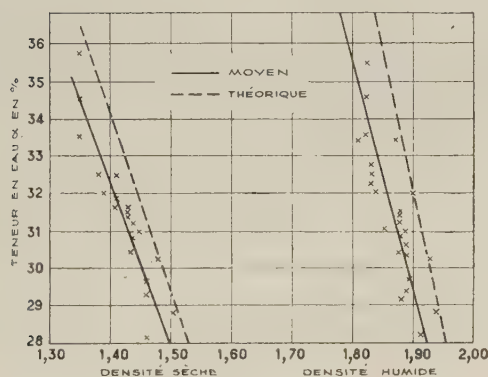


FIG. 67. — Densité sèche et densité humide en fonction de la teneur en eau. Les courbes en pointillés correspondant aux relations théoriques à la saturation :

$$d_h = \frac{\delta(1 + \alpha)}{1 + \alpha\delta} \quad d_s = \frac{\delta}{1 + \alpha\delta}$$

La différence d'ordonnée entre la courbe moyenne et la courbe théorique correspond à la teneur en air, voisine ici de 2 % en volume.

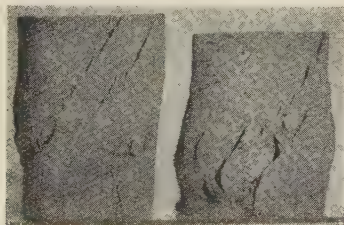


FIG. 68. — Argile naturelle vaseuse.

phase fluide (eau interstitielle + air) est compressible. Lorsque la pression latérale devient très forte, on retrouve une résistance au cisaillement constante, la phase fluide devenant de moins en moins compressible.

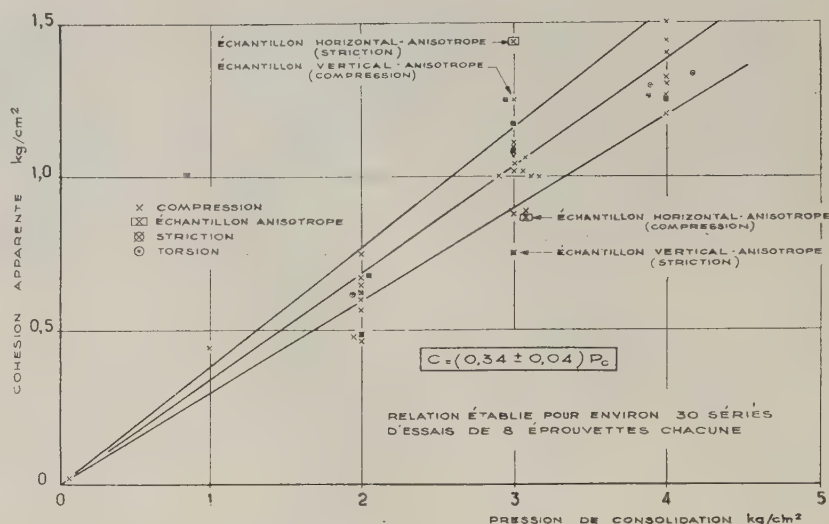


FIG. 69. — Relation moyenne entre la cohésion apparente et la pression de consolidation dans le cas de l'argile de Provins remaniée.

Les essais du type compression ont été effectués dans un domaine extrêmement étendu au point de vue de la pression latérale : de quelques centimètres de mercure (compression sous vide) à 16 kg/cm². Les résultats sont très continus dans tout ce domaine.

Nous avons étudié de très nombreuses argiles (fig. 68); dans le cas de l'argile de Provins remaniée au laboratoire, on constate que les courbes intrinsèques correspondant à des matériaux consolidés sous des pressions différentes, sont homothétiques par rapport à l'origine des axes de coordonnées à la précision près de la fidélité du matériau. La figure 69 indique la variation du rayon moyen du cercle de Mohr, c'est-à-dire la valeur moyenne de la cohésion apparente c_a , en fonction de la pression de consolidation. Cette relation a été établie après environ trente séries d'essais. Dans le domaine des pressions de consolidation usuelles, cette fonction est assez bien représentée par $c_a = 0,34 P_c$ pour l'argile de Provins ainsi préparée.

A propos des essais de compression, nous signalerons les essais suivants, dont le rôle était de chercher à voir l'influence de la gaine de caoutchouc qui isole l'éprouvette de l'extérieur. Si nous effectuons sur la même argile et dans les mêmes conditions de pression, des essais triaxiaux conduits de la même façon, les courbes effort-déformation sont superposables et les valeurs de la pression de rupture sont égales si les éprouvettes d'argile sont placées avec ou sans gaine de caoutchouc, dans une cellule triaxiale transmettant la pression latérale par de l'air comprimé ou de l'huile sous pression. Il en est de même pour un échantillon avec gaine ou soigneusement graissé, soumis à une étreinte latérale d'eau sous pression. Par contre, pour les échantillons mis dans l'eau sans protection, nous avons constaté que les déformations sont beaucoup plus grandes et que la rupture se produit pour une valeur environ 20 % plus faible. Le même phénomène se produit pour les essais de compression simple dans l'eau, dans l'air ou dans l'huile. L'aspect des éprouvettes après rupture est identique à celui des éprouvettes normales (fig. 70). Dans les essais sous l'eau, nous avons pu observer la formation de minuscules écailles d'argile, extrêmement minces et de 1 mm² de surface environ, qui se détachent de la surface latérale de l'éprouvette et viennent se déposer sur le fond de la cellule. Les bords de ces écailles sont parallèles à la direction des lignes de glissement des plans de rupture de l'éprouvette. Il semble bien que ces phénomènes soient dus à l'action de la pression interstitielle u , qui, n'étant plus gênée par la surface de discontinuité des ménisques eau-air, est susceptible de désorganiser la « peau » de l'échantillon. Par contre, la diminution de la résistance nous paraît plus difficile à interpréter.



FIG. 70. Compression simple dans l'eau.

b) Essais de rupture à des pressions différentes de la pression de consolidation : essais triaxiaux avec allongement de l'éprouvette.

Ces essais ont été systématiquement étudiés dans un domaine assez vaste au point de vue de la pression latérale, de 1/2 atmosphère (traction sous dépression) à 10 kg/cm² (striction); le cas où la pression latérale est nulle (traction simple) a été étudié spécialement. Les résultats obtenus sont pratiquement identiques à ceux que nous venons de signaler : la courbe intrinsèque apparente est extrêmement continue, elle est parallèle à l'axe des abscisses (angle de frottement apparent φ_a nul) et enfin la résistance en compression est pratiquement égale à la résistance en traction; ce dernier fait est identique à ce que l'on observe pour certains métaux et diffère de ce que nous avons trouvé pour les sables.

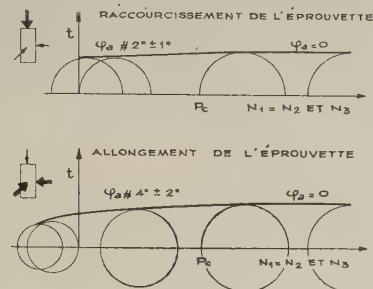


FIG. 71. — Essais triaxiaux sur argile de Provins remaniée.

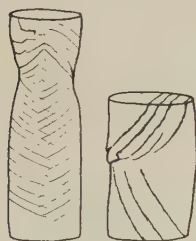


FIG. 72.

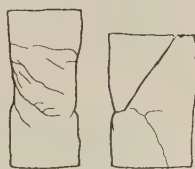


FIG. 73.

Striction et compression.

Sur les argiles artificielles on constate, comme précédemment, que la teneur en air entraîne une déformation de la courbe intrinsèque apparente. Cette déformation est peut-être même plus accusée dans l'essai avec allongement de l'éprouvette; ainsi la pente moyenne dans le domaine de pression latérale (0, P_0) est plus élevée, de l'ordre de 4°, au lieu de 2° dans les essais triaxiaux avec raccourcissement de l'éprouvette (fig. 71). Les figures 72 et 73 montrent l'allure des éprouvettes après striction comparées à des éprouvettes rompues par compression. On voit, en particulier, très nettement l'orientation des lignes de glissement par rapport aux contraintes principales.

c) Comparaison des essais de cisaillement.

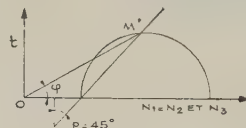
Nous n'insisterons pas sur la comparaison des résultats des différents types d'appareils de cisaillement linéaire qui est statistiquement bonne; ce sujet a d'ailleurs fait l'objet d'autres études [20]. Nous parlerons plus loin des essais de cisaillement par torsion avec plan imposé (paragr. XI).

La comparaison des résultats obtenus avec l'appareil triaxial est plus difficile sur les argiles naturelles. En effet, dans un essai de cisaillement linéaire, le plan de rupture est imposé; dans un essai triaxial il y a une double infinité de plans de rupture possibles et le glissement se produit sur le plan correspondant à la résistance minimum. D'autre part, dans l'essai direct, la rupture est progressive; elle ne l'est pas dans l'essai triaxial. Si la plasticité du matériau est suffisante, ce qui est le cas général, il n'y aura heureusement que peu de différence et nous avons observé sur des argiles et des vases des cas très nets où le mécanisme exposé au paragraphe précédent s'appliquait exactement.

d) Matériaux tels que $\rho = 45^\circ$.

L'interprétation que nous avons exposée est en échec lorsque l'angle ρ du plan de rupture avec la plus grande contrainte principale est égal à 45°; dans ce cas, on déduit $\varphi_0 = 0$ de $\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}$.

Par conséquent, il est impossible de trouver une enveloppe effective comme nous l'avons définie précédemment. Mais, d'autre part, si le frottement intergranulaire est nul, on ne peut plus expliquer la déformation non réversible de l'essai oedométrique qui fait apparaître la cohésion dans le cas des matériaux naturellement consolidés; de toutes façons, l'existence de la courbe intrinsèque vraie est mise en cause (fig. 74). Cette question est très importante car on trouve dans la nature de nombreuses argiles qui appartiennent à cette catégorie de matériaux.



Cette figure montre que toute droite passant par l'origine et le point M' coupe le cercle de Mohr. Il est donc impossible de trouver par translation d'amplitude u une enveloppe intergranulaire tangente au cercle en M.

FIG. 74.

Nous nous trouvons donc en présence de deux problèmes; d'une part, il faut chercher à lever l'indétermination de la courbe intrinsèque vraie des argiles telles que $\rho = 45^\circ$ et à la placer à sa véritable position, et, d'autre part, il faut chercher la raison pour laquelle l'angle de frottement vrai est nul dans certains essais, ce phénomène devant certainement avoir son origine dans le comportement de la particule argileuse elle-même.

IX. — ÉTUDE DÉTAILLÉE DES MATÉRIAUX OU $\rho = 45^\circ$

a) Généralités.

Nous avons vu, au paragraphe précédent, l'importance de ce phénomène qui met en échec la théorie générale puisqu'il conduit à admettre que le frottement intergranulaire est nul. De plus, cette étude nous a fait aboutir à des conceptions nouvelles sur l'origine de la cohésion des argiles, et ceci justifie un rapport détaillé de ces essais.

Les matériaux argileux tels que $\rho = 45^\circ$ sont rencontrés très souvent dans la nature. Les essais de Tschebotarioff et Bayliss [60] cités par CAQUOT et KERISEL [8], les essais de Haefeli [22] montrent de telles ruptures. Nous avons eu l'occasion d'observer ce phénomène sur des argiles bien définies; citons en particulier :

— L'argile plastique de la région parisienne (éocène inférieure).

— L'argile grise de Provins, dont la constitution minéralogique est voisine de l'Halloysite (même couche géologique que la précédente).

Nous avons indiqué précédemment sa granulométrie (fig. 35).

— L'argile rouge de Sainte-Croix-de-Verdon, qui est constituée par un mélange d'Illite et de Kaolinite.

La figure 75 représente son analyse granulométrique.

Dans tous ces cas, il s'agit donc d'espèces minéralogiquement bien définies : Halloysite, Illite, Kaolinite; il semble qu'il en soit de même pour la Montmorillonite. Ces argiles ont, toutes, une grande affinité pour l'eau.

Nous avons déjà indiqué que la mesure de ρ était souvent difficile. En fait, après la rupture, des déformations plastiques peuvent fausser la valeur de l'angle mesuré qui devient systématiquement plus grande, que ce soit dans les essais avec raccourcissement, ou dans les essais avec allongement de l'éprouvette. Dans certains cas, la mesure de ρ est très sûre : c'est ce qui se produit avec les argiles où la rupture a lieu sans grande déformation; on constate dans ce cas que la rupture apparaît suivant un plan de rupture unique (fig. 34). Par contre, pour les vases, ainsi que pour les échantillons où l'on observe une déformation en tonneau, la mesure est délicate; on constate alors

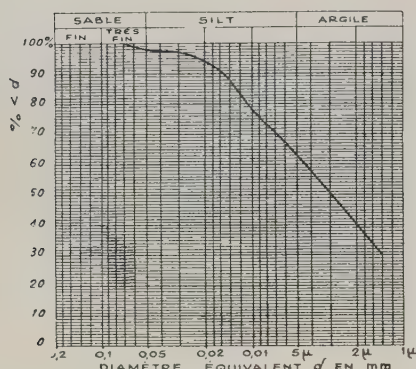


FIG. 75. — Analyse granulométrique de l'argile rouge de Sainte-Croix-de-Verdon.

que la rupture se produit suivant de nombreux plans de glissement (fig. 68). Pour mesurer cet angle nous avons tracé sur les éprouvettes, avant l'essai, des réseaux de lignes hélicoïdales très fines avec des pas différents, de façon à pouvoir conserver après la rupture l'orientation originelle cherchée. Il est possible alors de comparer la direction des plans de rupture à un repère fixe et de l'évaluer plus sûrement. Malheureusement, les lignes tracées à la surface de l'échantillon sont souvent des amorces de rupture et ceci peut fausser l'orientation du plan de glissement. Aussi, la méthode la plus sûre consiste à tracer des quadrillages orthogonaux sur différentes éprouvettes en modifiant leur orientation pour que les lignes de glissement soient bissectrices de ces directions. La figure 76 indique le résultat obtenu avec cette méthode dans le cas de l'argile de Provins, on mesure nettement $\rho = 45^\circ$.



FIG. 76. Quadrillage orthogonal.

b) Étude du frottement grain sur grain.

Les actions de contact étant dues au frottement grain sur grain, nous avons étudié de la poudre d'argile de Provins sèche, au moyen d'essais de cisaillement direct et triaxiaux; comme pour l'argile naturelle, nous avons effectué des essais en cisailant l'échantillon sous sa charge de consolidation ou sous des charges différentes. La pression de consolidation n'ayant pas le même sens pour une poudre sèche et pour une argile naturelle, nous avons pris comme point de comparaison, la compacité de l'argile et plus précisément la densité sèche : en effet, la densité sèche d'une argile consolidée sous 4 kg/cm^2 , par exemple, est de 1,47; pour obtenir la même compacité avec une poudre sèche, il faut exercer une pression statique d'environ 25 kg/cm^2 ; la poudre était obtenue à partir d'argile sèche concassée, broyée, puis passée à l'étuve à 105° ; le diamètre maximum des grains était de $1/10$ de mm.

A. — Cisaillement de poudre sous la charge de serrage statique.

L'essai de cisaillement direct donne une courbe intrinsèque passant évidemment par l'origine et dont la pente est de 28° . Les essais triaxiaux donnent aussi, comme enveloppe des cercles de Mohr de rupture, une courbe intrinsèque rectiligne et passant par l'origine. Son inclinaison est de 32° . Par la même occasion, l'orientation ρ des plans de rupture est différente de celle de l'argile naturelle et inférieure à 30° (fig. 77). Les éprouvettes sont évidemment protégées par une gaine élastique mince de façon à exercer une contrainte effective. Les deux courbes intrinsèques ainsi obtenues sont représentées sur la figure 78. La différence entre les deux angles provient sans doute du mode de serrage unidirectionnel dans un cas, uniforme dans l'autre. En



FIG. 77. — Éprouvettes en poudre d'argile serrée.

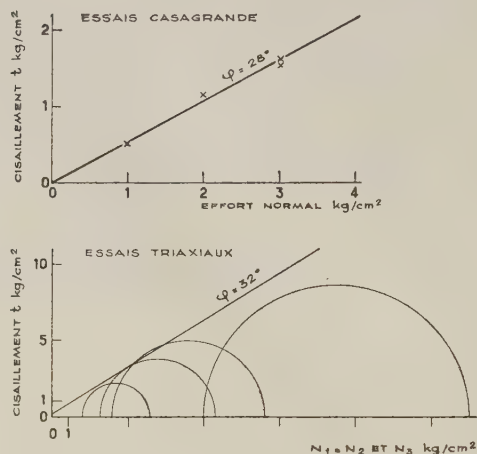


FIG. 78. — Essais de cisaillement sur poudre sèche. Cisaillement sous la charge de serrage statique.

conclusion, la valeur de l'angle de frottement intergranulaire est située aux alentours de 30° et la variation de l'orientation du plan de rupture correspond bien aux modifications des actions de contact dues aux films d'eau qui recouvrent les particules d'argile.

B. — Cisaillement de poudre sous des charges normales différentes de la charge de serrage statique.

De tels essais sont extrêmement intéressants pour pouvoir suivre l'analogie entre l'argile naturelle et les échantillons de poudre sèche compressée. Ils permettent de refaire l'étude exposée précédemment pour l'argile : on peut s'attendre à trouver un phénomène semblable, c'est-à-dire que la courbe intrinsèque ne sera plus la droite passant par l'origine, précédemment obtenue. Il est bien évident que les essais ne peuvent être exécutés sous des charges supérieures à la pression statique de serrage, puisque dans un tel cas on obtiendrait une nouvelle compacité. Comme au paragraphe A précédent, les essais ont été effectués par cisaillement direct et essais triaxiaux.

Les essais de cisaillement direct donnent des résultats dispersés, à cause de la fragilité de l'échantillon, qui se détériore vraisemblablement dans le plan de cisaillement pendant la détente. La figure 79 montre le résultat obtenu dans deux cas. Avec une poudre préalablement compressée sous 3 kg/cm^2 , les caractéristiques obtenues sont : $c = 0,4 \text{ kg/cm}^2$ et $\phi = 20^\circ$. Avec une poudre compressée sous 10 kg/cm^2 , les caractéristiques sont : $c = 1,4 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 22^\circ$.

Les essais triaxiaux donnent aussi des résultats dispersés, sans doute à cause de la fragilité du matériau et aussi à cause de la difficulté de préparation d'éprouvettes restant parfaitement cylindriques pendant le serrage. Différentes valeurs de la pression de serrage ont été utilisées; elles donnent des résultats dispersés, mais les courbes intrinsèques sont compa-

rables qualitativement. La figure 80 indique le résultat obtenu sur des échantillons préalablement compressés uniformément sous 10 kg/cm^2 . Les caractéristiques obtenues sont approximativement : $c = 1,3 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi = 25^\circ$. Elles sont légèrement différentes de celles qui sont données par l'essai direct, probablement à cause de la différence du mode de serrage, comme précédemment.

C. — Conclusion de l'étude du frottement grain sur grain.

Les essais que nous venons de décrire montrent que le problème posé est effectivement dû à la présence du film d'eau. D'autre part, l'analogie entre le comportement de la poudre d'argile compressée et celui de l'argile naturelle est très étroite du point de vue de la résistance au cisaillement envisagée au sens des contraintes intergranulaires; en particulier, la courbe intrinsèque des poudres n'est pas constituée par une droite ou par une courbe continue : la pression de serrage statique joue un rôle analogue à celui de la pression de consolidation pour une argile naturelle. De même au delà de la pression de serrage, la courbe intrinsèque est plus inclinée qu'en deçà de la pression de serrage, ainsi que nos essais le mettent en évidence (fig. 79).

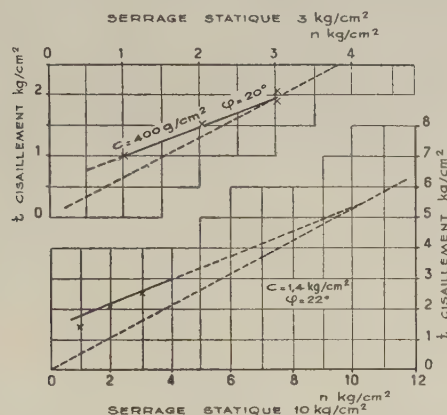


FIG. 79. — Essais de cisaillement sur poudre sèche. Cisaillement sous des charges inférieures à la charge de serrage statique. Essais Casagrande.

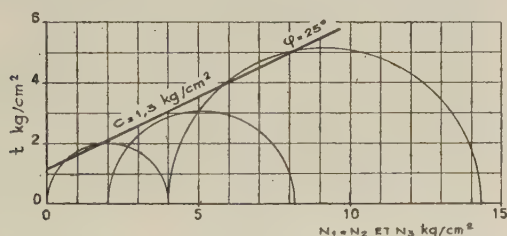


FIG. 80. — Essais de cisaillement sur poudre sèche. Cisaillement sous des charges inférieures à la charge de serrage statique. Essais triaxiaux. Serrage statique 10 kg/cm^2 .

Cependant, nous ne pouvons considérer le problème comme étant éclairci complètement, car la poudre n'est pas un matériau identique à l'argile pour deux raisons :

- D'une part, les poudres ainsi étudiées n'ont pas de structure préalable avant l'essai;
- D'autre part, il n'y a pas de liquide interstitiel.

c) Étude du frottement grain sur grain des matériaux avec structure.

Les résultats du paragraphe ci-dessus nous ont donné une première indication et il est nécessaire de chercher à éliminer l'eau interstitielle en conservant une certaine structure.

A. — Essais sur argile naturelle déshydratée.

Une argile naturelle déshydratée correspond bien à un matériau sec ayant une structure préalable. Malheureusement la compacité de ce matériau est très grande, à cause des phénomènes de retrait dont nous reparlerons un peu plus loin (paragr. IX g). La résistance au cisaillement est très élevée et les essais directs sont impraticables. De même, les essais triaxiaux sont très difficiles car la résistance en compression simple est déjà très grande, supérieure à 100 kg/cm^2 et les résultats d'essais assez dispersés ($\pm 20\%$). Le domaine d'utilisation de notre appareil triaxial est alors insuffisant pour pouvoir obtenir une courbe intrinsèque satisfaisante. Signalons que les différents essais en compression simple ou triaxiale nous ont donné, le plus souvent, des ruptures fragiles dites « en colonnette », sans doute dues à une planéité défectueuse des faces d'appui.

B. — Essais sur matériaux congelés.

Pour obtenir un matériau sec avec structure, nous avons pensé à sublimer l'eau interstitielle préalablement congelée; par cette méthode, il est évident que le passage de l'interface eau solide-air ne provoquera pas des phénomènes de retrait aussi importants que ceux qui sont dus à l'interface eau liquide-air. Pour cela l'argile est placée dans une chambre froide et sèche pendant une durée suffisamment longue pour obtenir la déshydratation. Nous avons constaté effectivement que la compacité des argiles n'était pas aussi forte après 3 mois en chambre froide à -10° que celle de l'argile desséchée à l'étuve. Par contre, la congélation provoque un réseau de fissures qui occasionne une dispersion des résultats rendant impossible la détermination précise des caractéristiques c et φ . On peut donner l'ordre de grandeur de la résistance au cisaillement d'après les essais triaxiaux par le couple ($c = 15 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi = 20^\circ$) dans un domaine restreint voisin de l'origine. L'orientation du plan de rupture n'est pratiquement pas définie à cause des fissures provoquées par la congélation.

C. — Conclusion pour les essais grain sur grain avec structure.

Les valeurs des résistances ont été données surtout à titre qualitatif. Elles montrent que la cohésion due à la structure est forte et qu'un certain frottement interne est apparu. Nous ne pouvons donc considérer ces résultats que comme une indication du sens du phénomène. De plus, l'absence de liquide interstitiel ne permet pas une comparaison correcte entre ces matériaux et l'argile naturelle.

d) Étude du frottement grain sur grain dans des matériaux avec liquide interstitiel.

Pour obtenir un matériau avec liquide interstitiel, nous avons pensé à utiliser un liquide ne donnant pas, comme l'eau, des combinaisons physico-chimiques avec les minéraux argileux; le liquide choisi fut le benzène. Les essais ont été effectués à l'appareil de Casagrande, car il est difficile de prélever des échantillons par carottage dans ces matériaux qui sont assez fragiles, ce qui rend délicats les essais triaxiaux systématiques.

A. — Essais de cisaillement direct.

La poudre d'argile était consolidée en présence de benzène dans la boîte de cisaillement, la stabilisation du tassement étant repérée par un comparateur. Nous avons effectué parallèlement des essais identiques sur poudres d'argile consolidées en présence d'eau. Nous avons étudié l'influence de la durée de consolidation sur la résistance au cisaillement sur huit échantillons; pratiquement on ne constate pas de variation lorsque la durée de préparation est supérieure à 7 ou 10 jours; cette durée correspond d'ailleurs à la stabilisation des déformations de consolidation.

Nous avons effectué des essais de cisaillement sous la charge de consolidation et sous des charges différentes. Les figures 81 et 82 indiquent les résultats obtenus avec les poudres au benzène et l'argile remaniée normale, pour des essais de cisaillement sous la charge de consolidation. Les courbes intrinsèques passent évidemment par l'origine. Les angles de frottement interne au sens de Coulomb sont :

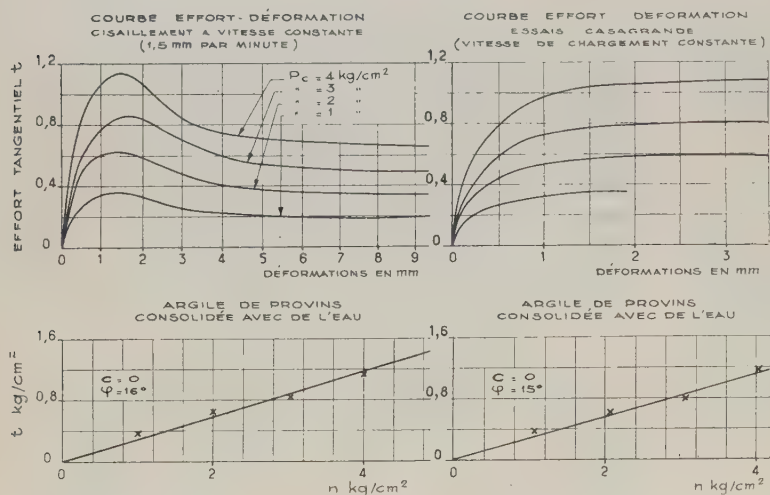


FIG. 81. — Cisaillement rectiligne sur argile de Provens reconstituée.

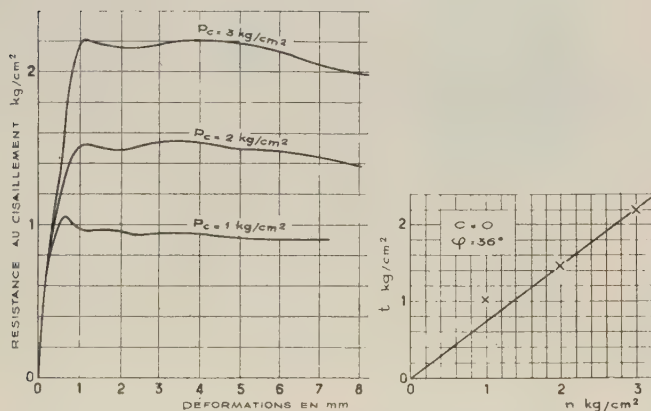


FIG. 82. — Argile de Provens consolidée avec du benzène. Cisaillement sous la pression de consolidation. Courbe effort-déformation. Cisaillement à vitesse constante (1,5 mm/mn).

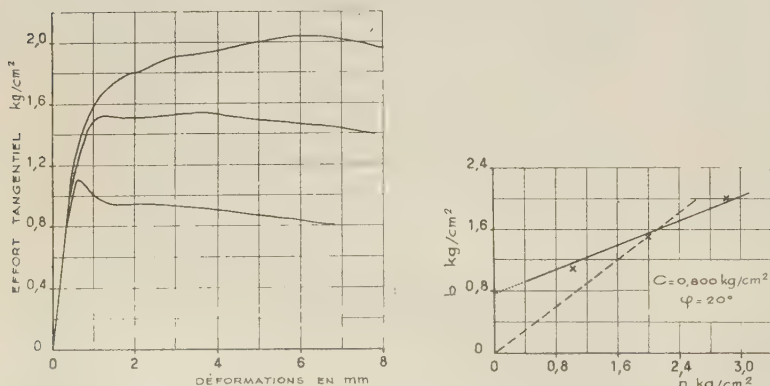


FIG. 83. — Poudre d'argile de Provens consolidée sous 2 kg/cm² avec du benzène. Cisaillement sous des pressions différentes de la pression de consolidation. Courbe effort-déformation. Cisaillement à vitesse constante (1,5 mm/mn).

Pour l'argile normale $\varphi = 16^\circ$;
Pour la poudre au benzène $\varphi = 36^\circ$.

Ils sont extrêmement différents.

Nous avons déjà indiqué les résultats des cisaillements d'argile sous des pressions différentes de la pression de consolidation (φ apparent nul). Dans le cas du matériau consolidé avec du benzène, le résultat est tout différent; la figure 83 indique la forme des courbes effort-déformation de cisaillement à vitesse constante, ainsi que la courbe intrinsèque apparente obtenue avec un matériau consolidé sous 2 kg/cm². La densité sèche correspondante était approximativement de 1,42, légèrement supérieure à celle d'une argile consolidée en présence d'eau sous 2 kg/cm². Les caractéristiques sont à peu près les suivantes :

$$c_a = 0,800 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\varphi_a = 20^\circ.$$

Ce résultat aussi est différent du précédent. Il semble, à première vue, en opposition avec la théorie générale des argiles avec liquide interstitiel, puisque les angles de frottement ainsi mesurés se rapprochent des valeurs intergranulaires précédemment déterminées. La présence du benzène ne semblant pas avoir entraîné de modifications, nous avons cherché si le coefficient de perméabilité de ces matériaux n'est pas différent de celui de l'argile de Provens.

B. — Mesure de la perméabilité des matériaux consolidés avec du benzène.

Le coefficient de perméabilité a été mesuré dans l'œdomètre qui permet un montage aisé. Nous avons trouvé pour K des valeurs variant de $K = 5 \cdot 10^{-7}$ cm/s à $K = 6,6 \cdot 10^{-7}$ pour un indice des vides voisin de 0,89. La perméabilité de l'argile de Provens naturelle dans les mêmes conditions varie de $5 \cdot 10^{-10}$ à $9,5 \cdot 10^{-10}$, lorsque l'indice des vides varie de 0,81 à 0,92. On peut donc dire en gros que la circulation est environ mille fois plus facile lorsque le liquide interstitiel est du benzène au lieu de l'eau. Les résultats obtenus sont donc parfaitement explicables : nous les retrouverons à propos des limons. Dans le plan de cisaillement, le liquide interstitiel est sous pression; mais la circulation du liquide dans le matériau étant relativement facile et le liquide étant pratiquement incompressible, la pression interstitielle diminue rapidement et devient sans doute presque nulle, puisque les caractéristiques mesurées par l'essai direct sont de l'ordre de grandeur des valeurs intergranulaires déterminées précédemment.

La mesure du coefficient de perméabilité donne un autre renseignement extrêmement important. En effet, la diminution de la perméabilité ne peut s'expliquer par la seule différence de la viscosité des liquides interstitiels. Ces valeurs sont, en unités C. G. S. :

TEMPÉRATURE	VISCOSITÉ de l'eau	VISCOSITÉ du benzène
0°	0,018	0,009
20°	0,010	0,0065

Nous pouvons dire approximativement que la viscosité de l'eau est environ le double de celle du benzène. La différence de perméabilité doit être cherchée dans une autre cause qui ne peut être que la gaine d'eau solide et d'eau liée qui entoure la particule argileuse.

C. — Conclusion des essais sur matériaux avec liquide interstitiel.

Les essais que nous venons de rapporter permettent donc d'interpréter les résultats obtenus dans le cas de l'argile de Provins et des poudres dans le cadre de la théorie générale exposée précédemment. Le rôle de l'eau interstitielle a été clairement mis en évidence; en particulier, l'importance de l'eau liée apparaît dans la mesure du coefficient de perméabilité. Cependant, nous ne pouvons dire que le matériau consolidé avec du benzène est analogue à une argile naturelle, car il n'a pas de structure préalable. Il est, en effet, à peu près évident que le benzène n'a pu créer entre les particules d'argile des liaisons moléculaires ou cristallines analogues à celles que peut créer l'eau.

e) Étude du frottement grain sur grain dans des matériaux avec structure et liquide interstitiel.

A. — Substitution d'une eau de consolidation par du benzène.

Partant d'éprouvettes d'argile homogène et isotrope nous avons substitué du benzène à l'eau interstitielle de la façon suivante. Les éprouvettes sont plongées dans du benzène pur pendant une durée de 2 à 3 mois. Le benzène se combine lentement à l'eau interstitielle. L'existence d'un azéotrope, dont le point d'ébullition est situé vers 60° permet d'extraire l'eau interstitielle par distillation. Celle-ci est conduite lentement. L'examen du distillat permet de déterminer la quantité d'eau extraite de l'argile puisque le benzène et l'eau ne sont pas solubles en toute proportion. De même, la détermination des densités sèches et humides du matériau après distillation permet, grâce à la différence de densité de l'eau et du benzène, de reconnaître si l'argile est saturée en benzène ou non. Dans nos essais il restait environ 2 % d'eau interstitielle.

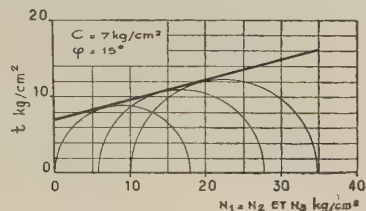


FIG. 84. — Essais triaxiaux sur argile de Provins, l'eau interstitielle étant remplacée par du benzène.

La détermination des caractéristiques mécaniques a été effectuée à l'appareil triaxial. La figure 84 indique les résultats obtenus; on peut donner comme valeur $\varphi = 15^\circ$, $c = 7 \text{ kg/cm}^2$. Ceci correspond à une très forte résistance qui est due à l'augmentation de compacité occasionnée par les phénomènes de retrait accompagnant le passage de l'interface eau-benzène dans l'éprouvette, pendant la substitution. L'orientation des plans de rupture n'est pas très nette; l'angle obtenu est nettement inférieur à 45° sans atteindre 30° ; en fait, l'examen de la surface de rupture montre que celle-ci n'est pas aussi parfaitement nette que dans le cas de l'argile ordinaire, et la présence d'un résidu aqueux à l'intérieur de l'échantillon permet de penser que le plan de cisaillement est composé de petites surfaces d'orientations différentes dont la direction moyenne sera comprise entre 30° et 45° . Si nous tenons compte de ce que, dans l'essai triaxial, le liquide interstitiel ne peut s'échapper hors de l'échantillon, il est normal de ne plus obtenir les caractéristiques intergranulaires; d'autre part, l'orientation des plans de rupture est conforme à la théorie, puisque la substitution du benzène à l'eau la fait varier de 45° aux alentours de 35° .

B. — Conclusions de l'étude du frottement intergranulaire.

Les essais que nous venons d'exposer forment un ensemble homogène et permettent d'interpréter correctement le phénomène physique de la nullité de l'angle de frottement interne intergranulaire de certaines argiles.

Résumons les résultats obtenus :

a) $\rho = 45^\circ$ se rencontre avec des argiles minéralogiquement bien définies dont l'affinité avec l'eau est grande.

b) La poudre d'argile débarrassée d'eau se comporte comme un sable quant à l'orientation du plan de rupture. L'angle de frottement φ obtenu par cisaillement direct ou triaxial (ligne A de la figure 54) correspond à cette orientation. L'hystérésis dans la poudre d'argile sèche provoque l'apparition d'un phénomène analogue à ce que l'on observe pour l'argile naturelle et la forme de la courbe intrinsèque de la poudre est voisine de celle de la figure 57. Les résultats sont analogues avec le cisaillement direct ou le cisaillement triaxial.

c) Les argiles sans eau et avec structures ont un angle de frottement interne (ou plutôt leur résistance augmente avec le frottement).

d) La poudre d'argile déshydratée et en présence de benzène pour les essais de cisaillement sous la pression de consolidation et pour les essais sous des charges différentes de la pression de consolidation, se comporte presque comme la poudre d'argile sèche pour les essais de cisaillement sous la charge de serrage statique ou sous des pressions normales différentes de la charge de serrage statique. La perméabilité de l'argile en présence de benzène est forte, ce qui montre qu'aucune liaison n'existe entre solide et liquide.

e) Lorsqu'on remplace la plus grande partie de l'eau interstitielle par du benzène, l'orientation du plan de rupture varie et devient inférieure à 45° .

Ces différents essais s'interprètent aisément à l'aide de la théorie générale que nous avons présentée au cours des précédents paragraphes.

Dans la mesure où il est possible de penser atteindre l'angle de frottement interne des particules argileuses par le frottement de poussières d'argile, les essais b) montrent que celui-ci est voisin de 30° et que l'orientation du plan de rupture correspond à cette valeur. Les essais d) et e) montrent que ce résultat est indépendant de la présence d'un liquide interstitiel; ce liquide étant un corps qui ne mouille pas les grains d'argile et par suite qui peut y circuler aisément, la théorie générale de l'apparition de la pression interstitielle u ne peut s'appliquer; ceci explique pourquoi nous n'avons pas obtenu un φ_a nul dans les essais d) de cisaillement sous des pressions différentes de la pression de consolidation. Remarquons d'ailleurs que BISHOP et EL-DIN [3] ont obtenu $\varphi_a = 0$ pour des sables en contrôlant la pression interstitielle u et il nous semble raisonnable d'admettre la validité de ce raisonnement dans le cas présent.

L'apparition de l'angle $\rho = 45^\circ$ est donc liée à la présence de l'eau au voisinage de l'argile. Nous savons que ces deux corps présentent une grande affinité l'un pour l'autre et d'autre part les essais de perméabilité, d) nous montrent que la surface des grains d'argile immobilisés en partie l'eau interstitielle. Il est donc normal d'admettre que l'eau isole les particules et que le frottement vrai entre grains est lubrifié par l'eau; nous sommes conduits ainsi à admettre que les grains d'argiles ne se touchent pas et que la relation :

$$\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_v}{2}$$

correspond effectivement à un φ_v nul.

Mais ce résultat est en contradiction avec la définition que nous avons donnée de φ_v au paragraphe VI, puisque la courbe intrinsèque d'une pâte d'argile à la limite de liquidité est une droite passant par l'origine dont la pente n'est pas nulle. Ceci nous montre simplement que l'on ne peut pas isoler le frottement intergranulaire ni dissocier la cohésion et le frottement interne. Lorsqu'on consolide un échantillon on crée une certaine résistance au cisaillement; nous montrerons plus loin (paragr. IX g) qu'elle est peut-être liée au rapprochement des particules; la résistance ainsi obtenue est représentée par un point caractéristique et un seul, sur la courbe intrinsèque; nous l'avons appelé M sur la figure 60. Ce point est indépendant de la partie inférieure de la courbe intrinsèque : on retrouve pour l'argile un phénomène analogue à celui qui a été présenté par M. KERISEL à propos de l'hystérésis dans les sables [26].

Les résultats obtenus dépassent ainsi le cadre des argiles où $\rho = 45^\circ$; ils font apparaître un aspect très général de l'angle de frottement vrai φ_v . On voit en particulier que le mot « vrai » ne correspond pas à un angle plus réel qu'un autre et ceci est dû à ce que les frottements intergranulaires, c'est-à-dire ayant lieu

effectivement entre particules de silicates complexes, sont, sans doute, extrêmement rares et que les actions de contact se transmettent par l'intermédiaire de l'eau interstitielle plus ou moins rigidifiée.

f) Étude du retrait.

Nous venons de voir que le passage de l'interface eau-benzène entraînait un retrait appréciable de l'argile. Celui-ci est beaucoup moins important que lorsque le liquide interstitiel est de l'eau. Les compacités obtenues sont les suivantes :

Après passage de l'interface eau-air $ds = 1,78$
 — — — — — eau-benzène $ds = 1,60$

La densité ainsi obtenue est indépendante de la forme de l'échantillon. Ainsi pour douze éprouvettes de 3,5 cm de diamètre et dont la hauteur variait de 2,1 cm à 8,7 cm, la densité est passée de 1,44 à $1,76 \pm 0,01$ pendant le séchage. Cette augmentation de la densité correspondait à un retrait linéaire d'environ 6 % pour le diamètre et de 7 % pour la hauteur.

La densité ainsi obtenue est approximativement indépendante de la compacité initiale de l'argile naturelle (limite de retrait) dans le cas de la déshydratation par séchage à l'air. Nous pensons qu'il doit en être de même dans le cas de la substitution du benzène. Dans ces conditions, le facteur mécanique intervenant est la tension superficielle de l'interface. En introduisant un mouillant dans l'eau interstitielle, ce qui est très facile, on constate effectivement que le retrait est considérablement diminué. Ainsi, avec une bouillie d'argile, dont la teneur en eau était voisine de 200 %, la densité sèche après retrait était de 1,76 avec de l'eau pure; en réduisant des 2/3 la tension superficielle de l'eau, nous avons obtenu une densité sèche après retrait variant de 1,45 à 1,68 selon le mode de séchage, à l'air ou à l'étuve; le séchage à l'étuve a d'ailleurs sans doute partiellement détruit le mouillant organique utilisé (texaryl), ce qui peut expliquer la compacité plus élevée.

g) Cohésion et compacité.

Au cours des essais qui ont été décrits dans le présent paragraphe, nous nous sommes trouvés en face d'un certain nombre de produits dont la densité sèche variait dans les grandes proportions. Nous pouvons citer :

- Les poudres cisailées sous des pressions normales faibles.
- Les argiles artificielles consolidées en présence d'eau ou de benzène (remarquons d'ailleurs que pour ces matériaux, les compacités, après consolidation sous la même charge, sont voisines).
- Les poudres sèches d'argile amenées à des densités voisines des précédentes par serrage statique; le serrage peut être uniforme ou non.
- Les matériaux secs à forte compacité, après le retrait provoqué par le passage d'un interface (eau-air, eau-benzène, mouillant).

Un certain nombre de constatations peuvent être faites; par exemple, ce qui paraît assez normal, nous pouvons établir une correspondance entre la pression de consolidation et le serrage statique permettant d'atteindre la même densité sèche. Nous avons déjà signalé que, pour $ds = 1,47$, nous avons $P_c = 4 \text{ kg/cm}^2$ et un serrage statique de 25 kg/cm^2 environ. De même, nous observerons que les mêmes compacités sont atteintes pour des valeurs voisines de la pression statique, à la dispersion près, lorsque le serrage est unidirectionnel ou uniforme. Nous pouvons donc tracer une courbe donnant la relation entre la compacité et le serrage (fig. 85). Nous remarquerons, par la même occasion, que les forces statiques équivalentes à celles qui peuvent provoquer les densités sèches après retrait sont extrêmement élevées; des forces de cet ordre devant être exercées sur les particules solides par l'eau interstitielle, celle-ci doit être soumise dans l'argile à des tensions très fortes; nous en reparlerons au prochain paragraphe.

Nous pouvons ensuite établir une relation entre la résistance au cisaillement et la compacité. Nous avons déjà signalé que pour les essais de cisaillement direct, la fragilité du plan de rupture donnait une certaine dispersion des résultats. Il semble

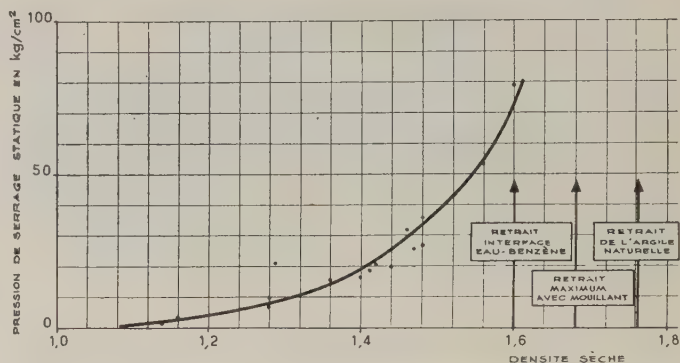


FIG. 85. — Relation entre la densité sèche et la pression de serrage.

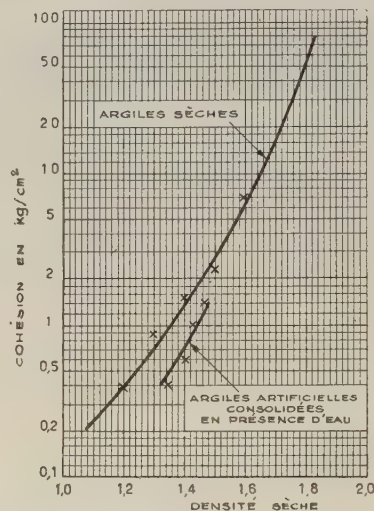


FIG. 86. — Relation entre la cohésion au sens de Coulomb et la densité sèche.

plus indiqué de comparer les résistances en compression simple (fig. 86). Ceci revient donc à comparer des valeurs voisines de celles de la cohésion prise au sens de Coulomb. Il est évidemment difficile de comparer la cohésion de corps dont le frottement est, soit nul, soit important, d'autant plus que les essais sur les matériaux où $\rho = 45^\circ$ ont bien montré qu'il est difficile de séparer ϕ et c , et qu'il est au contraire plus normal de parler globalement de résistance au cisaillement. Cependant, cette comparaison est utile, même à titre d'ordre de grandeur. Nous constatons, en particulier, que la cohésion des poudres comprimées est voisine et même supérieure à celle des argiles consolidées ayant même compacité. Il apparaît alors un aspect inhabituel de la cohérence des corps. Celle-ci semble être due en grande partie, aux liaisons moléculaires qui apparaissent entre particules rapprochées par le frittage ou par tout autre moyen; l'eau interstitielle ne paraît pas ajouter à cet édifice de liaisons supplémentaires, comme il est souvent admis, mais peut-être même, elle en détruit certaines, puisque la cohésion de l'argile naturelle est plus faible. On peut chercher d'autres critères; en particulier si on range par dureté croissante les échantillons de poudre compactée, d'argile séchée après retrait, en présence ou non de mouillant, le classement sera fait dans l'ordre des densités croissantes; malheureusement, cette méthode ne permet pas de comparer une argile sèche et une argile humide, l'une étant fragile et l'autre plastique.

Enfin, la forme générale des courbes efforts-déformations dans les essais triaxiaux mérite une mention particulière : la figure 87 indique un faisceau de courbes obtenues dans les essais triaxiaux sur argile; on constate qu'elles sont extrêmement voisines. La

figure 88 indique les résultats obtenus dans les essais triaxiaux sur poudre compressée; on peut distinguer des formes différentes, depuis la rupture fragile jusqu'aux déformations plastiques.

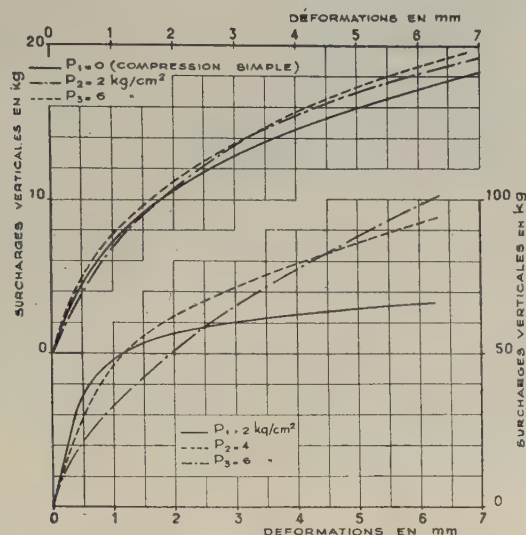


FIG. 87. — Courbes effort-déformation d'essais triaxiaux sous différentes pressions latérales sur l'argile de Provins consolidée sous 3 kg/cm².

FIG. 88. — Courbes effort-déformation d'essais triaxiaux sous différentes pressions latérales sur poudres compressées sous 10 kg/cm².

Le même résultat est obtenu dans l'essai de cisaillement direct (cf. courbes de déformation de la figure 83). Ceci confirme les notions établies théoriquement : les contraintes effectives dans les essais de cisaillement d'argile sont indépendantes des pressions normales totales, l'excédent de l'effort étant supporté par l'eau interstitielle. Ceci souligne encore l'intérêt de la mesure des pressions interstitielles.

X. — PRESSION DES PORES

a) Mesure de la dépression de l'eau interstitielle dans un échantillon d'argile sans contraintes extérieures.

A. — Tension de l'eau interstitielle.

Le schéma de l'argile exposé au paragraphe IV nous a conduits à admettre que l'eau interstitielle est soumise à une pression négative égale à $-P_c$. Cette pression de consolidation peut être supérieure à une atmosphère, l'eau interstitielle étant en présence de particules très divisées, on peut penser qu'elle se vaporisera. Il semble qu'il n'en soit rien.

L'existence de liquides soumis à des pressions négatives ne fait plus de doute à l'heure actuelle. Les expériences de DONNY par augmentation de la température à pression constante ont permis de soumettre l'eau à une dépression de 3 atmosphères. Les essais de BERTHELOT (1850) utilisant la différence des coefficients de dilatation de l'eau et du verre ont permis d'atteindre — 60 atmosphères. De la même façon avec l'éther, BERTHELOT estimait avoir atteint — 150 atmosphères. En 1892, WORTHINGTON mesure le coefficient d'extension de l'alcool éthylique et le trouve voisin du coefficient de compressibilité. En 1911, MEYER atteint — 100 atmosphères pour l'éther enfermé dans un manomètre en verre. Un autre procédé plus délicat consiste à augmenter avec précaution la hauteur de la colonne d'un tube barométrique. Si on utilise des liquides propres et soigneusement dégazés, les essais sont concluants. DONNY, vers 1840, a mis ce phénomène en évidence avec un manomètre à acide sulfurique. Plus récem-

ment, LEDUC et SACERDOTE [31] ont soumis de l'eau enfermée dans la chambre d'un baromètre à mercure à une dépression de — 90 cm de mercure.

Il est possible d'évaluer la pression interne : dans l'équation de Van der Waals

$$\left(p + \frac{a}{v^2}\right)(v - b) = RT$$

le terme $\frac{a}{v^2}$ représente une pression interne π telle que $p + \pi > 0$; cette pression interne est due aux forces moléculaires. D'après les essais cités par E. DARMOIS [13] l'ordre de grandeur de π est par exemple, de plusieurs milliers d'atmosphères pour l'éther, pour les faibles valeurs de p . Il est donc possible d'atteindre pour p des valeurs négatives considérables.

Dans un autre ordre d'idée, nous avons vu au paragraphe précédent que les forces statiques de serrage correspondant aux densités sèches atteintes par le retrait de l'argile étaient extrêmement fortes et que la tension de l'eau interstitielle devait être du même ordre de grandeur. De même l'existence d'une pression de gonflement, supérieure à 1 kg/cm² est due à la pression négative de l'eau interstitielle. Il importe d'ailleurs de remarquer que cette eau doit jouir de propriétés particulières dans l'argile, puisque les chocs ou les vibrations ne font pas disparaître l'état de tension, à l'encontre de ce que l'on observe dans les autres essais : la tension de l'eau interstitielle est un phénomène stable.

B. — Mesure directe.

Dans les hypothèses faites au paragraphe IV, la mesure de la dépression de l'eau est une mesure de la pression de consolidation. Pour mesurer cette dépression, il faut utiliser des manomètres qui perturbent le moins possible le milieu; en particulier, la variation de volume du liquide doit être très faible.

Pour cette mesure, nous avons appliqué la loi de Mariotte à une bulle d'air enfermée dans un tube capillaire (fig. 89). Le capillaire est extrêmement fin; la masse d'eau est de l'ordre de quelques milligrammes par mètre et la chambre a un volume tel que sa variation de longueur soit égale à quelques millimètres. Nous avons ainsi un manomètre dont la variation de volume atteint 10^{-6} cm³. Le manomètre est étalonné après l'essai, ce qui permet d'éviter les corrections de température. La méthode indiquée est utilisable dans les échantillons lorsque la dépression capillaire ne dépasse pas l'atmosphère. Il est nécessaire aussi que la courbe de retour du diagramme œdométrique soit suffisamment inclinée pour que la variation de l'indice des vides correspondant au volume d'eau entré à l'intérieur de l'éprouvette, n'entraîne pas une variation de la pression qui ne soit pas négligeable. C'est ce qui se produit par exemple avec un limon lorsque les tubes manométriques ne sont pas suffisamment fins.

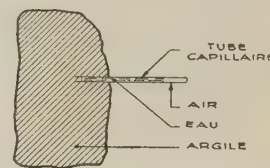


FIG. 89.
Manomètre capillaire.

Nous avons utilisé cette méthode sur des échantillons de vases, ainsi que sur des argiles molles. Il faut prendre des précautions spéciales pour ne pas permettre qu'une bulle d'air forme bouchon à l'origine du tube. L'équilibre est atteint en 2 ou 3 jours et nous avons ainsi mesuré des dépressions dans le domaine (0, — 1 kg/cm²).

C. — Mesure indirecte.

Pour mesurer les dépressions inférieures à l'atmosphère, nous avons eu recours à une autre méthode. Un tube capillaire, rempli d'eau soigneusement dégazée, ouvert aux deux extrémités, permet de réaliser un pont entre les liquides interstitiels de deux échantillons différents. Un index de liquide coloré ou de mercure, permet de suivre le sens de l'écoulement, c'est-à-dire de reconnaître quel est le liquide qui est soumis à la plus forte dépression (fig. 90); lorsque le pont a été mis en place on protège soigneusement les échantillons contre l'évaporation en les enrobant de paraffine, ou de graisse silicone car l'essai peut durer plusieurs jours et nous avons vu au paragraphe précédent que le séchage peut provoquer des dépressions interstitielles élevées. Si un échantillon naturel est mis ainsi en relation avec d'autres échantillons dont on connaît les pressions de consolidation, on peut encadrer celle du matériau avec l'approximation désirée. Si

l'essai est prolongé une quinzaine de jours, le liquide du pont finit par « éclater » en un ou plusieurs points; nous avons vu de même, l'index de mercure se séparer en plusieurs parties. Ceci est certainement dû à un dégazage imparfait ou à la présence de poussières dans le ou les liquides du pont provoquant la vaporisation de l'eau ou celle du mercure. Si nous envisageons un matériau tel que la dépression capillaire mesurée par la méthode

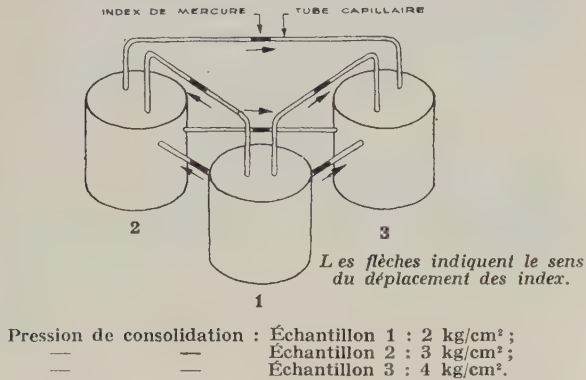


FIG. 90. — Ponts capillaires.

directe soit voisine de -1 kg/cm^2 la présence d'une circulation dans un pont capillaire vers un autre échantillon plus consolidé indique que la dépression interstitielle du second est inférieure à -1 kg/cm^2 . En effet, une différence de pression doit exister; elle sera égale à la perte de charge du liquide dans le pont, en particulier à travers l'argile située aux extrémités du capillaire. On rejoint ainsi les conclusions du paragraphe A ci-dessus.

b) Mesure de la pression interstitielle dans un échantillon d'argile soumis à des contraintes extérieures.

A. — Compression simple.

En utilisant la méthode directe, nous avons mesuré les variations de pressions de l'eau interstitielle d'un échantillon d'argile soumis à des charges statiques différentes, en attendant chaque fois la stabilisation. La figure 91 indique les variations de pression en fonction du temps obtenues avec une argile naturelle très molle. Cette figure montre que l'essai est relativement fidèle. La variation de la pression interstitielle est ici de l'ordre de grandeur de la surcharge, légèrement inférieure. Avec d'autres surcharges et d'autres argiles nous avons obtenu des résultats différents. Cette méthode peut donner des renseignements intéressants pour l'évolution de u pendant le chargement. Pour obtenir la valeur u , à la rupture, il ne sera évidemment possible que d'extrapoler les résultats obtenus avant la rupture. Il n'est pas évident que cette extrapolation soit légitime.

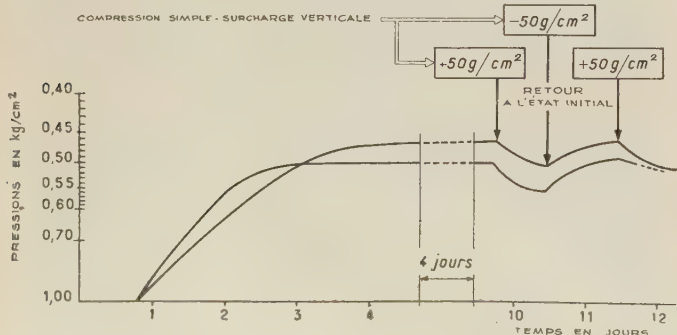


FIG. 91. — Évolution de la pression mesurée par les manomètres capillaires en fonction du temps. Argile naturelle molle K # 10^{-9} cm/s. Surface de l'échantillon : 20 cm².

B. — Cisaillement.

Nous avons utilisé la même méthode pour les essais de cisaillement direct avec de l'argile de Provins. Les manomètres capillaires sont introduits dans le plan de cisaillement à des profondeurs variables de façon à essayer de nombreux points. On constate évidemment que la pression de l'eau interstitielle est nulle au début de l'essai. Nous imposons alors un cisaillement t inférieur à la charge de rupture. Nous n'avons pas réussi à déceler des variations de pression dans les manomètres dans le cas de l'argile de Provins. Quelles que soient les précautions prises, il est bien évident que ce mode de mesure de u donne une valeur trop faible dans l'essai de cisaillement direct : d'une part, la mesure perturbe la valeur de u ; d'autre part, les contraintes de cisaillement ne sont pas uniformes dans l'échantillon et la rupture est progressive; enfin, il est nécessaire d'attendre la stabilisation du manomètre, ce qui permet certainement une stabilisation de la pression dans l'échantillon, c'est-à-dire que le liquide interstitiel s'échappe du plan de glissement. Ceci explique peut-être l'échec de la méthode dans le cas du cisaillement rectiligne.

Les essais décrits dans ce paragraphe sont peu nombreux : huit ponts environ et près de soixante manomètres capillaires ont été utilisés. Par suite, nous ne pouvons pas donner la variation continue de u jusqu'à la rupture. Enfin, nous n'avons pas encore effectué de mesures de ce genre pour les essais triaxiaux. Ce mode expérimental semble être cependant assez commode et doit pouvoir donner des résultats intéressants.

XI. — INFLUENCE DE LA CONTRAINTE PRINCIPALE MOYENNE

D'après la théorie de Mohr, la contrainte principale moyenne n'a pas d'influence sur la résistance au cisaillement. De nombreux auteurs ont douté de ce fait sans avoir de confirmation expérimentale précise. Ainsi TAYLOR [55] pense que la résistance au cisaillement dépend un peu de la contrainte intermédiaire : en particulier si celle-ci varie de la plus petite à la plus grande des deux autres contraintes principales, la valeur de l'angle de frottement diminuerait progressivement d'environ 10 %.

Nous avons cherché à obtenir une base expérimentale par des essais triaxiaux et des essais de torsion, comme nous l'avons fait dans le cas des sables. Les résultats sont assez différents de ceux que nous avons obtenus précédemment.

Nous avons indiqué (paragr. VIII b) que les essais triaxiaux donnent la même valeur de la résistance au cisaillement lorsque la contrainte intermédiaire est égale à la plus forte ou à la plus faible des contraintes principales. Les résultats exposés au paragraphe VIII permettent d'expliquer pourquoi les résultats de l'essai de traction simple sont, en général, plus faibles que ceux de l'essai de compression simple, puisque les angles des courbes intrinsèques apparentes, au lieu d'être rigoureusement nuls ne le sont pas tout à fait au voisinage de l'origine, l'angle ϕ_a correspondant aux essais avec allongement étant le plus grand (fig. 71). En fait, pour une argile saturée et isotrope, les résultats obtenus en striction ou en compression triaxiale sont extrêmement voisins.

Pour étudier le domaine où la contrainte moyenne varie entre les contraintes extrêmes, nous avons utilisé les essais de torsions. Nous n'avons pas effectué de torsion sous étreintes, puisque les essais sans nouvelle consolidation de l'argile donnent les mêmes résultats (ϕ apparent nul). Les essais ont donc été effectués à la pression atmosphérique en exerçant un couple d'axe parallèle à l'axe de l'éprouvette et en superposant différents états de contraintes de compression, parallèlement à l'axe de l'échantillon. La surface de l'éprouvette était simplement graissée de façon à éviter le risque d'une dessiccation éventuelle. Nous avons aussi cherché à imposer le plan de rupture soit par entaille dans un plan de section droite, soit en diminuant à l'extrême la hauteur libre de l'éprouvette, c'est-à-dire en aboutissant au cisaillement par torsion classique.

Nous avons interprété les résultats dans l'hypothèse de la plasticité parfaite, comme dans le cas des sables. Une série d'essais sur des éprouvettes dont le diamètre a varié de 1 cm à 3,5 cm a été effectuée pour vérifier si la valeur de la résistance au cisaillement ainsi calculée est indépendante du rayon de

l'éprouvette; la valeur trouvée étant constante à 2 % près, le mode de calcul est correct.

Ces essais de torsion ont été effectués avec l'argile de Provins à différentes pressions de consolidation; les résultats sont extrêmement bien groupés et les valeurs trouvées sont très peu dispersées avec une argile donnée. La figure 92 résume l'ensemble d'une série d'essais effectués. Les cercles de Mohr représentés sur cette figure sont tracés en fonction des contraintes totales et non des contraintes effectives; la figure 93 est déduite de la précédente et indique la variation du diamètre du cercle de Mohr en fonction de la position de la contrainte moyenne totale; les résultats sont tout à fait différents de ceux des sables et font penser que l'interprétation au moyen du cercle de Mohr des contraintes totales n'est pas valable; en effet, il est difficile de raccorder la partie centrale de la courbe aux points situés sur les axes $\lambda = 0$ et $\lambda = 1$. Il est d'autre part, impossible de prolonger expérimentalement la partie centrale de la courbe, car la surcharge verticale admissible est limitée à la résistance en compression simple, c'est-à-dire, ici à $0,68 P_c$ environ.

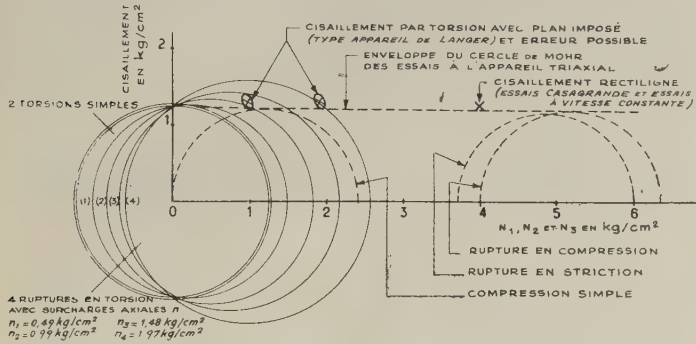


FIG. 92. — Étude des différents modes de rupture de l'argile. Argile de Provins consolidée sous 4 kg/cm^2 ; $\alpha = 30,3 \%$.

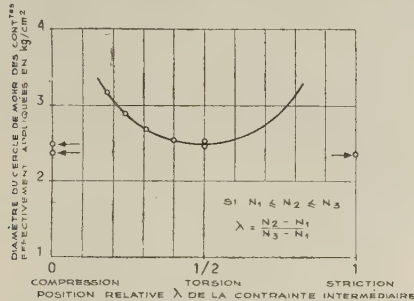
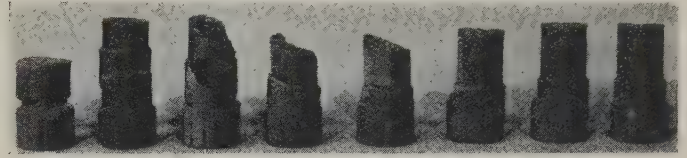


FIG. 93. — Influence de la contrainte moyenne dans le cas de l'argile de Provins.

En fait, la figure 92 montre clairement que la valeur du couple provoquant la rupture est pratiquement indépendante de la charge axiale; la valeur du cisaillement est, en effet, représentée par l'ordonnée des points où le cercle de Mohr de torsion coupe l'axe des cisaillements puisque ici, la contrainte totale moyenne est nulle, ou plutôt égale à la pression atmosphérique. Cette valeur est égale à celles qui sont obtenues par cisaillement direct ou par torsion, ainsi qu'à celle qui est donnée par l'essai de torsion avec entaille sur éprouvette chargée verticalement. Enfin, elle est égale à l'ordonnée du point le plus haut du cercle de Mohr de compression ou de striction. Dans le cas de l'argile de Provins, comme nous l'avons vu au paragraphe IX, l'ordonnée de ce point correspond au cisaillement associé au plan de glissement incliné à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ$ par rapport à la plus grande contrainte, c'est-à-dire, comme nous l'avons vu au paragraphe 7, au cisaillement du seul point représentatif du cercle de Mohr des contraintes totales.

Enfin, l'orientation des plans de rupture varie avec la charge axiale; la figure 94 représente une série d'éprouvettes rompues



Plan imposé | Entaille | 4 torsions avec surcharge verticale | 2 torsions simples

FIG. 94.

par torsion; l'augmentation de l'inclinaison des surfaces de glissement par rapport à l'horizontale en fonction de la charge axiale est très visible. En particulier, pour la torsion simple, les directions principales font un angle de 45° avec la verticale, la surface de rupture est alors plane et normale à l'axe de l'éprouvette.

XII. — LIMITES D'UTILISATION DU SCHÉMA DE L'ARGILE

Les hypothèses faites au paragraphe IV ne sont pas toujours vérifiées. Nous allons étudier, pour terminer, l'influence d'une saturation imparfaite et celle de l'anisotropie des matériaux. Ce sont, en effet, les perturbations dont les conséquences sont les plus importantes.

a) Matériaux non saturés.

Certains sols naturels sont parfois assez loin de la saturation parfaite; la teneur en air ainsi observée peut être due au dégazage de l'eau interstitielle dans certaines conditions géologiques, ou à la fermentation organique au sein de la masse; les gaz ainsi formés sont emprisonnés dans le matériau.

La présence d'un gaz à l'intérieur de l'argile modifie la répartition des contraintes; les essais rapides sont alors effectués dans des conditions intermédiaires à celles des essais ne permettant aucun écoulement du liquide interstitiel, et celles des essais où la pression interne est nulle, puisqu'il existe une phase compressible. La masse du gaz étant limitée, cet effet est de moins en moins sensible lorsque la pression extérieure croît. La figure 95 indique l'aspect de la courbe intrinsèque apparente obtenue avec de tels matériaux. Il serait des plus important de vérifier, par des mesures directes de u , les relations entre la pression totale et la pression interstitielle dans ces matériaux; en effet, la loi de Mariotte ne peut s'appliquer qu'en tenant compte de la pression interne des bulles gazeuses dues à la tension superficielle de l'interface. De plus, les phénomènes de dissolution de l'air dans l'eau, ainsi que le dégazage sont des équilibres demandant un certain temps pour s'établir. Ceci complique encore le phénomène physique. La présence de l'air permet une détente de l'échantillon lors du prélèvement; la figure 96 indique les diagrammes œdométriques d'argiles artificielles consolidées sous différentes charges; nous constatons aisément que les pressions de consolidation déterminées sur ces diagrammes par les méthodes graphiques classiques sont nettement inférieures à la pression réellement exercée. Rappelons que la teneur en air de ces matériaux est voisine de 2 %. Il en sera de même pour les échantillons naturels non saturés prélevés à grande profondeur.

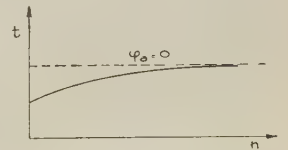


FIG. 95. — Courbe intrinsèque apparente des argiles non saturées.

Cette détente est particulièrement sensible dans l'essai de compression simple. En l'absence de frottement on voit se former pendant l'essai, de minuscules fissures verticales sur l'échantillon. L'éprouvette ne forme plus alors une unité et la rupture est en fait une rupture progressive; la diminution de résistance correspondante s'ajoute à celle qui est due à la diminution des contraintes intergranulaires occasionnée par la présence d'air.

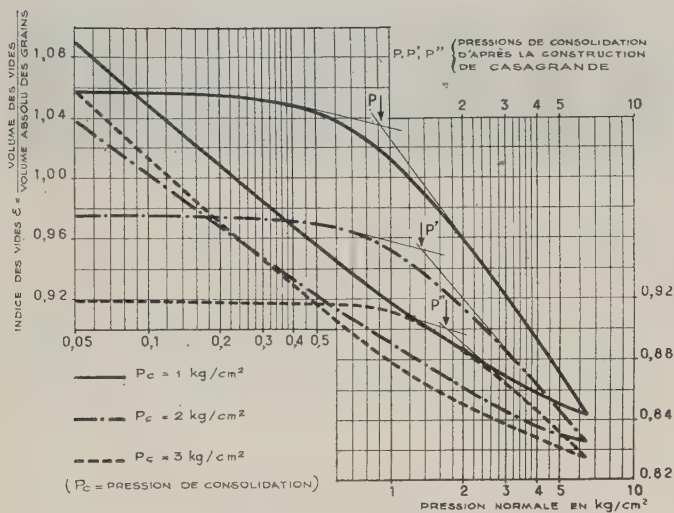


FIG. 96. — Essai de compressibilité.
Argile de Provins préparée à partir de poudre.

b) Anisotropie.

Nous avons déjà signalé l'existence de l'anisotropie des sols naturels. Sur les argiles artificielles, nous avons aussi constaté différentes valeurs de la résistance au cisaillement; la résistance en compression simple était, en général, plus élevée dans la direction perpendiculaire au sens de la consolidation, c'est-à-dire l'inverse de ce que l'on observe le plus fréquemment dans les échantillons naturels.

Ce résultat est intéressant dans le cas de l'argile de Provins. La figure 97 représente une éprouvette prélevée horizontalement; après l'essai, l'orientation du plan de rupture dans l'espace est telle que le plan qui lui est perpendiculaire, issu du grand axe de la section elliptique de l'éprouvette, est vertical. Ce résultat est systématique. Dans ces conditions les plans de rupture des éprouvettes verticales et horizontales sont parallèles; avec de l'argile de Provins les sections des deux éprouvettes par les deux plans de glissement sont confondues puisque $\rho = 45^\circ$. Seul le sens de

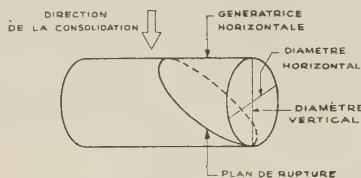


FIG. 97. — Éprouvette prélevée perpendiculairement
à la direction de la consolidation.

la déformation varie : au déplacement relatif d'une compression sur éprouvette horizontale correspond celui d'une traction sur éprouvette verticale (fig. 98). On doit donc s'attendre à trouver une différence entre les essais avec raccourcissement ou allongement des éprouvettes lorsque le matériau est anisotrope. Nous

avons effectivement mis ce fait en évidence; dans certains cas la résistance en striction est de 20 à 30 % supérieure à la résistance en compression.

L'origine de l'anisotropie des échantillons artificiels peut s'expliquer simplement : l'argile en poudre est d'abord soumise au gonflement dû à l'absorption brutale de l'eau; pour soulever la charge de consolidation, elle prend appui sur la paroi fixe du cylindre où elle est enfermée et sur laquelle elle exerce une pression très élevée, puisqu'elle doit vaincre la charge statique imposée ainsi que les actions de contact au sein de la masse. Cette pression latérale diminue ensuite peu à peu et on constate effectivement qu'au bout d'un temps suffisamment long, de l'ordre de 3 ou 4 mois, les échantillons sont le plus souvent isotropes.

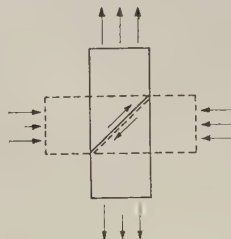


FIG. 98. — Déplacements comparés dans les essais de compression
ou de striction sur des éprouvettes orthogonales dans le cas où $\rho = 45^\circ$.

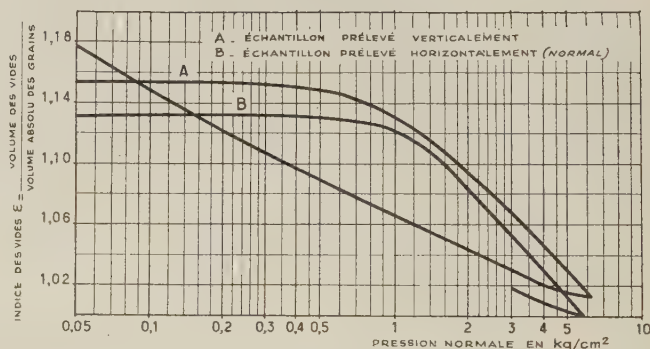


FIG. 99. — Essai de compressibilité. Argile de Provins préparée
à partir de poudre. Pression de consolidation : 3 kg/cm².

Si les pressions statiques de mise en place sont différentes dans les deux directions, la variation de résistance mécanique doit pouvoir être mise aussi en évidence par le diagramme oedométrique. Sur la figure 99, en plus de la détente, sans doute provoquée par l'air interstitiel, nous remarquons que les diagrammes sont différents; cette figure correspond à un matériau légèrement plus résistant dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

Remarquons enfin que l'on rencontre fréquemment dans la nature des argiles et des marnes dont les diagrammes oedométriques sur échantillons prélevés orthogonalement sont peu différents et dont les caractéristiques mécaniques sont voisines. Nous voulons simplement attirer l'attention sur le fait que les essais de ruptures en striction fournissent un critère commode pour apprécier l'anisotropie mécanique d'échantillons saturés naturels.

CHAPITRE III

RÉSISTANCE AU CISAILEMENT DES LIMONS

I. — GÉNÉRALITÉS

Les limons forment la troisième grande catégorie de sols que nous avons étudiés. Ces matériaux sont caractérisés par les dimensions de leurs grains, situées entre celles des argiles et celles des sables. La granulométrie de ces matériaux est le plus souvent assez étendue; ils contiennent parfois du sable fin et leur teneur en argile peut atteindre 30 %. L'étude des limons se justifie par leur extension à la surface de nombreuses régions. Les problèmes de mécanique du sol posés par ces matériaux sont généralement relatifs aux digues et talus en terre.

Indépendamment des trois catégories envisagées (sable, argile, limon), il existe des matériaux naturels différents. On trouve, en effet, soit des sols intermédiaires des précédents (limon sableux, limon argileux), soit nettement différents. Dans le premier cas, les propriétés mécaniques seront intermédiaires de celles des sols voisins et l'essentiel en aura été exposé ici. Dans le second cas, les propriétés mécaniques seront peut-être tout à fait différentes : elles nécessiteront pratiquement dans chaque cas une étude spéciale (vases organiques, tourbes, sables micacés, sols stratifiés, argiles fissurées...).

Nous avons étudié des matériaux naturels, artificiels et spéciaux.

Dans les matériaux naturels, citons les limons d'Orly, de Nancy, de Recurt, dont la composition et les propriétés sont très voisines. La figure 100 donne l'analyse granulométrique du limon d'Orly. Les limites d'Atterberg varient d'un prélèvement à l'autre, comme nous l'avons déjà signalé pour l'argile de Provins. Dans le cas du limon d'Orly nous avons trouvé :

Limite de liquidité	de 43 à 33 %
Limite de plasticité	de 17,5 à 19 %
Indice de plasticité	de 25,5 à 14

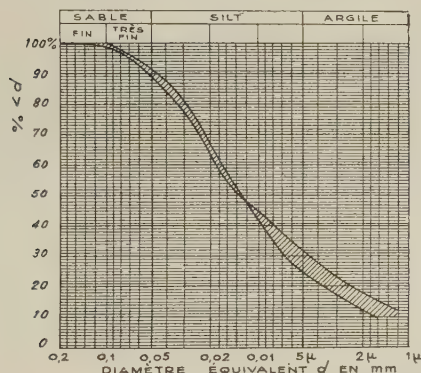
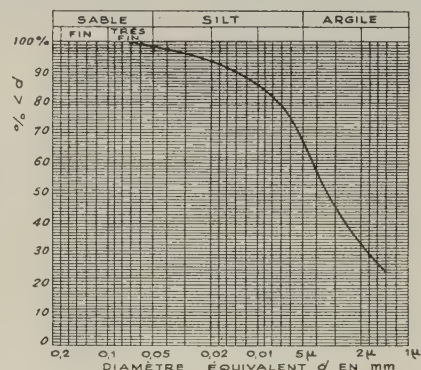


FIG. 100. — Limon d'Orly. Analyses granulométriques.

Dans les matériaux artificiels, citons les limons d'Orly et de Nancy préparés par la méthode des poudres, déjà exposée au chapitre précédent, ou préparés par consolidation à partir d'une pâte dont la teneur en eau est voisine de la limite de liquidité. Citons enfin pour mémoire les matériaux préparés par compactage (méthode Proctor), ou par serrage statique, ces deux derniers modes de préparation donnent une dispersion des résultats assez importante et se prêtent mal à une recherche précise [20].

Les matériaux spéciaux que nous avons utilisés étaient composés de silice finement divisée; nous avons étudié des produits siliceux de granulométrie très différente, allant du sable grossier jusqu'aux poudres de silice dont les dimensions de grain sont voisines de celles des particules d'argile. Les propriétés de ces produits n'ont que peu de rapport avec celles des argiles et sont cependant très éloignées de celles des sables. La figure 101 indique

la granulométrie d'un de ces produits, ainsi que les limites d'Atterberg correspondantes que l'on parvient à déterminer difficilement à cause de la forte dilatation cubique présentée par la pâte de silice lorsque celle-ci est déformée. La poudre étant saturée, les ménisques extérieurs empêchent l'eau de pénétrer à l'intérieur; cette résistance à l'augmentation de volume reporte des contraintes sur les grains de silice et la pâte résiste aux déformations : ceci rend délicat la détermination de la limite de liquidité. Ce phénomène correspond à ce que les Anglais désignent par le terme « dilatancy » et non à un effet thixotropique comme il s'en produit avec les suspensions de silice colloïdale [47].



L. L. = 130 %	Angle de frottement interne
L. P. = 130 %	(consolidé en présence d'eau) $\varphi = 24^\circ$.
I. P. = 0	

FIG. 101. — Analyse granulométrique de poudre de silice. Porosil N. D. A. 102 (Diatomite broyée).

Nous avons étudié un limon en provenance de Dakar qui était un sol naturel de ce type. Ces matériaux mettent en évidence des propriétés mécaniques différentes de celles des sols ordinaires, dues à la faible mouillabilité des particules de silice. Prenons par exemple le cas du retrait; avec la silice très divisée (fig. 101) nous obtenons à partir d'une pâte liquide dont la densité sèche initiale est $d_s = 0,31$, une densité sèche très faible, après retrait, $d_s = 0,42$. Si nous introduisons un mouillant dans le liquide interstitiel, la densité après retrait varie avec la proportion de mouillant. Nous avons obtenu le résultat suivant avec du Texaryl.

TENEUR EN TEXARYL du liquide interstitiel	DENSITÉ SÈCHE après retrait
0	0,42
0,2 %	0,38
2 %	0,37
Saturation.	0,46

Dans le cas envisagé, pour des teneurs en mouillant supérieures à 0,25 % la tension superficielle reste pratiquement constante et voisine du tiers de celle de l'eau pure.

Comme dans le cas de l'argile de Provins, la diminution de la tension superficielle entraîne celle des forces de serrage pendant la dessiccation. Par contre, lorsque la teneur en Texaryl est suffisante pour que le liquide interstitiel puisse mouiller effectivement les particules, la compacité augmente; il est bien évident que pour obtenir ce résultat il faut introduire une très grande quantité de mouillant pour former un film sur tous les grains de silice, c'est-à-dire sur une surface très grande, étant donné l'état de division de la poudre. C'est bien ce que nous avons constaté.

Il est certain que la fraction silteuse des limons contient fréquemment de la silice; dans ces conditions, l'eau interstitielle ne se comporte pas de la même façon au voisinage des particules de silice qu'au voisinage de l'argile dont la faculté de mouillage est supérieure.

II. — RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES LIMONS

a) Généralités.

Le limon a souvent été assimilé à un béton dans lequel la fraction argileuse joue le rôle du liant. Cette comparaison peut être utile, à condition de ne pas perdre de vue le caractère plastique de ce liant. Si nous étudions, par exemple, un mortier de sable et plâtre (fig. 102), c'est-à-dire à liant fragile, nous obtenons des résultats voisins de ceux qui ont été trouvés par plusieurs auteurs pour le mortier de ciment et le béton [48] [53] : l'enveloppe des cercles de Mohr est une courbe parabolique et non plus une droite.

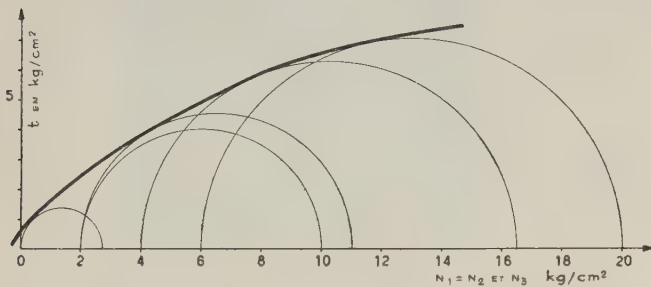


FIG. 102. — Essais triaxiaux sur mortier (Sable, 10 % de plâtre). Essais de compression.

Comme pour les argiles, la courbe intrinsèque des limons remaniés et cisailés sous la charge de consolidation est une droite passant par l'origine. Nous obtenons ainsi, au sens de Coulomb, $c = 0$ et ϕ . Le coefficient de perméabilité des limons est beaucoup plus grand que celui des argiles : il est, en général, de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-8} cm/s. Dans ces conditions, l'eau interstitielle peut circuler plus aisément dans l'échantillon et le mode d'application des contraintes intergranulaires pourra être tout différent d'un cas à l'autre. Il est donc nécessaire d'envisager des essais permettant ou non les mouvements de l'eau; nous appellerons les deux types correspondants : système ouvert ou système fermé.

La circulation de l'eau est relativement aisée dans le limon, parce que les dimensions des canalicules capillaires sont plus grandes que pour les argiles. Il en résulte que la régulation quasi-automatique des pressions intergranulaires par le jeu des ménisques situés aux extrémités des capillaires, dans un échantillon libéré des contraintes extérieures, ne s'effectue plus selon un mécanisme aussi parfait que pour les argiles; le schéma que nous avons utilisé au chapitre précédent ne s'applique plus et une détente de l'échantillon après le prélèvement se produit lentement; nous avons mis cette détente en évidence avec du limon d'Orly préparé à partir de poudre. La figure 103 indique la diminution de la résistance en compression simple en fonction du temps; l'origine des temps correspond à l'instant où le matériau

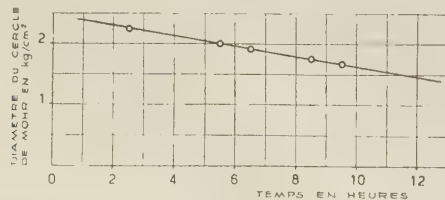


FIG. 103. — Décroissance de la résistance du limon en fonction du temps. Limon d'Orly préparé à partir de poudre.

est libéré de la pression de consolidation. Parallèlement à cette décroissance de la résistance, on constate que la densité humide du matériau diminue aussi, ce qui précise encore le phénomène. On peut ralentir beaucoup ce phénomène en plaçant les éprouvettes dans un liquide visqueux, comme une huile lourde, immédiatement après le prélèvement; la diminution de résistance est réduite par la même occasion.

b) Système fermé.

Pour empêcher les mouvements de l'eau interstitielle dans un échantillon de limon, il suffit d'effectuer un essai triaxial en isolant l'éprouvette de l'extérieur : on réalise ainsi un système fermé. Dans ces conditions, nous constatons effectivement que la résistance au cisaillement est indépendante de la pression latérale, l'angle de frottement apparent ϕ_a est nul; les résultats sont aussi nets que pour les argiles. La figure 104 indique l'aspect des éprouvettes de limon après rupture à l'appareil triaxial. Pour le limon d'Orly artificiel, la valeur moyenne de l'inclinaison du plan de rupture est voisine de 29° , ce qui correspond à un ϕ_v de l'ordre de 32° . Cette valeur est nettement plus forte que celle qui est obtenue par les essais des systèmes ouverts : nous donnerons des valeurs numériques au paragraphe d) suivant.

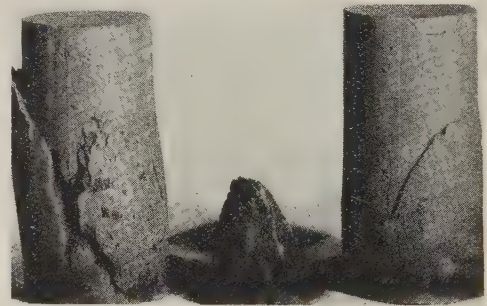


FIG. 104. — Limon d'Orly.

On peut envisager un cisaillement linéaire réalisant un système fermé. Mais ces conditions ne sont pas réalisées dans l'essai Casagrande classique où le champ de contraintes n'est pas uniforme et où l'eau interstitielle peut s'échapper facilement du plan de glissement. Même en l'absence de pierres poreuses, l'essai direct ne donne pas un angle de frottement apparent nul. L'influence de la pression interne peut être mise en évidence en faisant varier certains paramètres de l'essai qui interviennent directement sur la circulation de l'eau; ce sont, par exemple, la vitesse de cisaillement et la dimension des échantillons. En particulier, dans le glissement d'un talus naturel, où l'échelle des longueurs est parfois multipliée par 1 000, par rapport aux essais de laboratoire, il est naturel de penser que ce sont les valeurs de la résistance au cisaillement obtenues en système fermé qui doivent intervenir.

c) Système ouvert.

Les conditions de drainage du système ouvert seront réalisées dans l'essai de cisaillement direct lent, l'échantillon étant placé entre des pierres poreuses permettant à l'eau interstitielle d'être en relation avec l'extérieur. La figure 105 indique l'aspect des

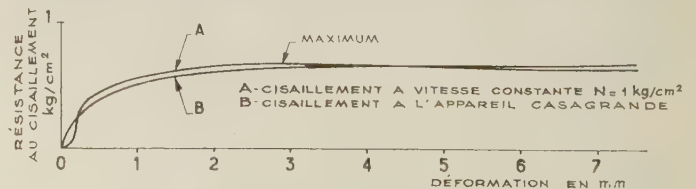


FIG. 105. — Comparaison des deux modes de cisaillement dans le cas du limon d'Orly.

diagrammes effort-déformation d'essais de cisaillement rectiligne, type Casagrande et à vitesse constante. Ces courbes sont caractéristiques des limons. Nous remarquerons en particulier, que le maximum de résistance dans l'essai à vitesse constante est systématiquement peu apparent : la destruction de la cohésion de structure est donc assez rapide pendant le cisaillement. D'une façon générale, les limons, bien que présentant les caractéristiques de la plasticité, c'est-à-dire déformation à effort constant, sont des sols fragiles, en ce sens que la déformation précédant la rupture est souvent faible; en particulier, les essais de traction simple sont difficiles à réaliser, car un léger décentrement de l'effort de traction provoque une fissure, le matériau ne permettant qu'une très faible accommodation, et la rupture se développe à partir de la fissure, par effet d'entaille.

D'après de nombreux auteurs, l'essai triaxial où l'eau interstitielle est en relation avec l'extérieur par l'intermédiaire de pierres poreuses donne des résultats comparables à ceux de l'essai direct; ce mode de cisaillement a été utilisé par TAYLOR [55] pour la mesure directe de la pression interstitielle.

d) Exemple numérique.

Pour illustrer les considérations ci-dessus, nous indiquerons les résultats obtenus sur un limon assez caractéristique dont la granulométrie est voisine de celle du limon d'Orly. Les matériaux étaient compactés, la teneur en eau et la densité des échantillons ainsi préparés étant sensiblement constantes. Différents types d'essais ont été effectués; nous avons trouvé les résultats moyens ci-dessous :

I	Matériau compacté, non saturé, non consolidé	$\alpha = 17 \%$; $ds = 1,80$
	Cisaillement rectiligne, rapide sous des pressions normales de 2, 4, 6 kg/cm ²	$c = 900$ g/cm ² $\varphi = 18^\circ$
II	Matériau compacté, saturé, consolidé sous 6 kg/cm ²	
	Cisaillement rapide, rectiligne, sous des pressions normales de 7, 8, 9 kg/cm ²	$c = 800$ g/cm ² $\varphi = 15^\circ$
III	Matériau compacté, puis saturé et consolidé sous 2, 5, 8 kg/cm ²	
	Cisaillement rectiligne rapide (8 mn) sous la pression de consolidation	$c = 400$ g/cm ² $\varphi = 23^\circ$
IV	Matériau compacté, puis saturé et consolidé sous 1, 3, 5 kg/cm ²	
	Cisaillement rectiligne lent (4 heures) sous la pression de consolidation	$c = 200$ g/cm ² $\varphi = 25^\circ$

Les valeurs de φ et c correspondent aux caractéristiques d'une droite moyenne passant auprès des points expérimentaux. Les essais (I) sont relatifs à un matériau non saturé; les contraintes effectives normales au plan de rupture sont voisines de la pression normale totale, à cause de la présence d'air. La cohésion est due au serrage provoqué par le compactage. Ceci explique l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la pression normale. Les essais (II) sont relatifs à des matériaux saturés, la résistance au cisaillement est voisine de la précédente, l'angle apparent de 15° correspond à l'expulsion de l'eau du plan de glissement pendant l'essai. Un tel matériau donnerait $\varphi_a = 0$ dans un essai triaxial. Les essais (III) et (IV) sont relatifs à la différence entre les essais rapides et lents; les vitesses de cisaillement étaient de 1,5 mm/mn et de 40 μ /mn. Les valeurs trouvées sont très voisines; le frottement interne réel est légèrement plus mobilisé dans l'essai lent mais la différence est faible. Les valeurs obtenues sont différentes de celles des essais (I) et (II) où existe une certaine surpression interstitielle due à la charge normale uniforme; cette surpression se maintient au moins partiellement, pendant le cisaillement. Enfin, lorsque ce limon n'est pas saturé, en essai triaxial rapide et sans expulsion d'eau, on obtient une courbe intrinsèque apparente très voisine de ce que nous avons indiqué pour les argiles non saturées au chapitre précédent (fig. 95).

En conclusion, les propriétés mécaniques des limons se rap-

prochent de celles des argiles, ou de celles des sables, suivant le mode opératoire utilisé; il est nécessaire d'étudier les conditions de la rupture réelle pour y adapter le mode d'essai en laboratoire.

III. — INFLUENCE DE LA CONTRAINTE PRINCIPALE MOYENNE

Les essais que nous rapportons ici ont surtout pour objet de montrer la difficulté de cette étude et n'ont pas pour but de résoudre entièrement le problème. En effet, il n'est pas aisé de réaliser avec du limon un système rigoureusement fermé ou ouvert. De plus, comme nous avons effectué des essais de torsion sous la pression atmosphérique, la fragilité des éprouvettes complique l'exécution des expériences. Enfin, il nous a fallu prendre des précautions pour éviter la détente des échantillons; d'une part, nous avons huilé extérieurement certaines séries d'éprouvettes pour comparer avec du matériau normal, d'autre part, il est possible de déceler l'influence d'une détente éventuelle en modifiant l'ordre des essais dans deux séries comparatives.

Nous avons effectué des essais à l'appareil triaxial et par torsion.

Les essais triaxiaux en système fermé donnent le même résultat en compression et en striction : nous sommes donc en présence d'un résultat analogue à celui qui a été obtenu avec les argiles. Les lignes de glissement sont placées de la même façon que pour les argiles, comme on peut le voir sur la figure 106.



FIG. 106. — Compression et striction sur le limon d'Orly.

Les essais de torsion ont été effectués comme précédemment sur des éprouvettes cylindriques soumises à une charge axiale et à un couple de moment parallèle à l'axe. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 107. Ils correspondent à des essais effectués plusieurs fois et sont bien représentatifs des valeurs trouvées avec différents limons. L'influence de la contrainte principale moyenne est nette, mais les résultats sont difficiles à interpréter, car les contraintes ne sont pas uniformes dans un essai de torsion. En effet, la déformation varie depuis l'axe jusqu'à la surface de l'éprouvette; en conséquence, les pressions interstitielles dues à la torsion ne sont pas uniformes alors que celles qui sont dues à la surcharge verticale le sont. Ceci permet de voir la complexité du phénomène et montre qu'une telle

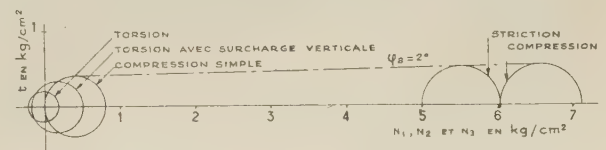
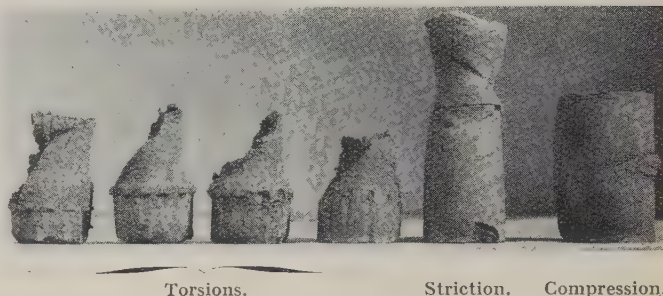


FIG. 107. — Influence de la contrainte intermédiaire. Limon de Toul artificiel, préparé par la méthode des poudres, consolidé sous 2 kg/cm².

étude ne doit être faite qu'en s'assurant que les essais seront exécutés avec les mêmes conditions de drainage de l'eau interstitielle.

Enfin, nous constaterons sur la figure 108 que, comme pour les sables et les argiles, l'orientation du plan de rupture varie avec la position des contraintes principales dans l'espace.

FIG. 108.



CONCLUSIONS

L'évaluation de la résistance au cisaillement des sols est fondamentale pour les calculs de stabilité de talus et les équilibres de fondations. Nous avons cherché à étudier les variations de cette résistance en fonction de modes opératoires se rapprochant des conditions pouvant avoir lieu dans la nature.

Nous avons étudié les sables, les argiles et les limons en cherchant à voir s'il était possible d'utiliser les résultats des uns aux autres. Dans chaque cas nous avons abordé le problème de la rupture sous l'effet de sollicitations dont les trois contraintes principales sont différentes.

Le mécanisme des actions de contact intergranulaire est très clair dans le cas des sables : il fait ici l'objet d'un bref exposé classique.

Dans le cas des argiles il faut tenir compte de l'eau interstitielle et la notion de contact intergranulaire s'efface ; nous avons utilisé un schéma mécanique des propriétés de l'argile, dont le but est de donner une explication grossière mais suffisante des propriétés mécaniques des sols cohérents. Nous avons exposé les différents modes opératoires employés ainsi que le mode de préparation d'échantillons artificiels, permettant des essais relativement précis et dont les propriétés sont analogues à celles des sols réels. Aucune théorie, à notre connaissance, n'a réussi à expliquer pourquoi certaines éprouvettes d'argile se rompent suivant un plan de rupture incliné soit aux alentours de 30°, soit aux alentours de 45° par rapport à la plus grande des contraintes principales. Nous avons montré que la raison doit en être cherchée dans l'état de surface des particules d'argile et que l'indétermination ne peut être levée que par la mesure des pressions interstitielles. Nous avons exposé deux méthodes de mesure

de la dépression interstitielle ; les premiers résultats obtenus justifient le schéma mécanique proposé et permettent d'aborder la mesure des variations de la pression interstitielle dans quelques cas simples.

Nous avons donné quelques généralités sur l'interprétation des résultats dans le cas des limons et des sols intermédiaires : les différences entre les relations intergranulaires entre les particules donnent des comportements différents pour chaque groupe de sol envisagé.

En particulier, sous l'influence d'états de triple étreinte des résultats différents sont obtenus. Dans le cas des sables les cercles de Mohr d'équilibre limite, différent selon que la rupture a lieu avec allongement ou avec raccourcissement de l'éprouvette ; ce résultat peut s'expliquer peut-être par des variations de compacité. Dans le cas des argiles, la résistance à la traction est pratiquement égale à la résistance en compression pour un essai rapide, c'est-à-dire à volume constant ; par contre, pour des états de contraintes obtenus par torsion complexe les résultats sont très difficiles à interpréter avec le cercle de Mohr. Dans le cas des limons, les résultats sont intermédiaires mais le type d'essai est mal défini et d'autres études sont à envisager.

Enfin, nous avons abordé des problèmes spécifiques aux argiles, comme l'anisotropie ou la saturation imparfaite, de façon à préciser les limites de la théorie de la résistance au cisaillement ; nous avons indiqué le comportement mécanique de ces matériaux, ce qui permet de choisir les valeurs de la résistance au cisaillement qui seront utilisées dans l'application des formules générales de stabilité, en restant du côté de la sécurité.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAES (L.), Résistance des Matériaux, 1934 (Bruxelles).
- [2] BEGHIN, Statique et dynamique, 1929 (Paris, Armand Colin).
- [3] BISHOP et ELDIN, Undrained triaxial test on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Géotechnique*, juin 1950, vol. II.
- [4] BOUASSE, Hydrostatique, 1923 (Paris, Delagrave).
- [5] BOUSSINESQ, Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents, comparés aux massifs solides et sur la poussée des terres sans cohésion, 1876 (Paris, Gauthiers-Villars).
- [6] BROD (E.), La courbe intrinsèque de Caquot et l'influence de la contrainte principale moyenne pour les matières fragiles. *Travaux*, février 1936.
- [7] BUISSON (M.), Lois régissant la circulation de l'eau dans les corps poreux. *Bulletin Technique du Bureau Veritas*, mars 1950 (Paris).
- [8] CAQUOT et KERISEL, Traité de Mécanique du Sol, 1949 (Paris, Gauthiers-Villars).
- [9] CASAGRANDE (A.), Constructions graphiques de la pression de consolidation dans *Journal of Boston Society Civil Engrs*, avril 1932 ; et dans : *The structure of clay and its importance in foundations engineering. J. Boston Soc. Civil Engrs*, 1940.
- [10] CHAMBAUD (R.), Résistance du béton aux contraintes triaxiales. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, n° 173, février 1951.
- [11] COULOMB, Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture. Mémoire présenté à l'Académie Royale des Sciences, 1773 (Paris).
- [12] DARCY (H.), Recherches expérimentales sur le mouvement de l'eau dans les tuyaux, 1857. (Paris).
- [13] DARMOIS (E.), L'état liquide de la Matière, 1943 (Paris, Albin Michel).
- [14] DURIEZ (M.), Note sur l'ensemble des conditions qui règlent la circulation de l'eau dans les sols. Publication de la Réunion des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions, 1950. (Paris).

- [15] FLORENTIN (M.), Étude des glissements des talus argileux. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, novembre 1947 (Paris).
- [16] FLORENTIN, L'HERITEAU et BRADNA, Étude triaxiale d'échantillons d'argile homogènes et cohérents préparés en Laboratoire. *Travaux*, juin 1948 (Congrès de Rotterdam).
- [17] FLORENTIN, L'HERITEAU et FARHI, Essais sur modèle réduit de Pieux. *Travaux*, juin 1948 (Congrès de Rotterdam).
- [18] GOLDER et WARD, The use of shear-strength measurements in practical problems. *Géotechnique*, December 1950.
- [19] GUEST (J. J.), Research on combined stress and anisotropy. *Philosophical Magazine*, 1940.
- [20] HABIB (P.) et MARCHAND (R.), L'essai de cisaillement rectiligne. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, juin 1951.
- [21] HABIB (P.), Nouvelles recherches en Mécanique du Sol. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, décembre 1951.
- [22] HAEFELI (R.), Notes sur la résistance au cisaillement des sols argileux. — Développement et problèmes de la mécanique du sol. Laboratório de Engenharia Civil, 1951 (Lisbonne).
- [23] HOGENTGLER, Engineering Properties of Soils, 1937.
- [24] HVORSLEV, Ueber die Festigkeitseigenschaften gestoeber Bindiger Boeden, 1937 (Copenhague).
- [25] JENNEY (R.), A geometrical aspect of Failures Théories. *Civil Engineering*, mars 1946.
- [26] KERISEL (J.), Note sur l'hystérésis dans les milieux pulvérulents. *Annales des Ponts et Chaussées*, novembre 1938, p. 617.
- [27] KERISEL (J.), La force portante des pieux. *Annales des Ponts et Chaussées*, mai 1939, p. 579.
- [28] KOLLBRUNNER et MEISTER, Hypothèses sur les contraintes. *Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau*. Heft Nr 1, septembre 1944.
- [29] LANGER (C.), Propriétés mécaniques et physiques des terrains cohérents. Compte rendu des recherches effectuées en 1938 aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- [30] LANGER (C.), Étude de Laboratoire sur la résistance au cisaillement des argiles. Compte rendu des recherches effectuées en 1937 aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- [31] LEDUC et SACERDOTE, *Journal de Physique*, 1902, I, 364.
- [32] L'HERMITE (R.), L'expérience et les théories nouvelles en résistance des matériaux, 1945 (Paris, Dunod).
- [33] L'HERMITE (R.), Recherches nouvelles en résistance des matériaux. Compte rendu des recherches effectuées en 1942 aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- [34] LIANG SHENG CHEN, An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests. *Proceedings Rotterdam*, vol. 5, section 2, p. 35-43.
- [35] LODE (W.), Essais sur l'influence de la contrainte intermédiaire sur la limite d'écoulement. *Zeitschrift für Physik*, 1926. V. D.I. Cahier 303, 1928.
- [36] MAYER (A.), Sols et Fondations, 1939 (Paris, Armand Colin).
- [37] MEYER, Abhandl Dtsch Busenges (6), 1911.
- [38] NADAI, Plasticity. Mac Graw-Hill, 1931.
- [39] NADAI, The flow of metals under various stress conditions. *Applied Mechanics Proceeding*, 1947.
- [40] Nouvelle représentation graphique des états de la matière. V. D. I. *Zeitschrift*, mai 1948.
- [41] PELTIER (R.), Géotechnique routière. *Annales des Ponts et chaussées*, juillet-août 1950 (Paris).
- [42] PIGEAUD (G.), Résistance des Matériaux et élasticité, 1948 (Paris, Gauthiers-Villars).
- [43] POSTACIOGLU, Remarques sur les conditions d'existence de la courbe intrinsèque, *Istanbul Teknik*, 1948.
- [44] PRONY, Recherche sur la poussée des terres et la dimension à donner aux murs de soutènement, 1802 (Paris).
- [45] RESAL (J.), Poussée des terres, stabilité des murs de soutènement, 1903 (Paris, Béranger).
- [46] RESAL (J.), Poussée des terres, 1910 (Paris, Béranger).
- [47] ROMANOVSKI (V.), Recherches sur les propriétés physiques des sédiments meubles. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, mars 1948.
- [48] ROŠ et EICHINGER, Essais pour éclaircir la question du danger de rupture, septembre 1926, juin 1928, février 1929 (Zurich). — Le danger de rupture des corps solides, septembre 1949 (Zurich). — Sollicitation et danger de rupture des corps solides. *Bulletin technique de la Suisse Romande*, 8 et 22 octobre 1949.
- [49] SIEBEL (E.), Représentation graphique des propriétés de résistance. *Stahl und Eisen*, I, I, 1948.
- [50] SIEBEL et MAYER, Influence de l'état de contrainte sur la capacité de déformation V. D. I., 1935.
- [51] SILJVERBERG (L.), Nagra Jordartsfysikaliska problem (quelques problèmes de physique des sols), p. 83 : Lerors permeabilitet vid Sma tryckgradienter (Perméabilité des argiles sous de faibles gradients de pression), 1950 (Göteborg), (traduction française L. B. T. P.).
- [52] SKEMPTON et BISHOP, The measurement of the shear strength of soils. *Géotechnique*, december 1950.
- [53] Structural Research Laboratory. Report n° SP 23. Shearing strength of Concrete under Triaxial stress Computation of Mohr's Envelope as a Curve.
- [54] TAYLOR (D. W.), A comparison of results of direct shear and cylindrical Compression Test. Publication from the Department of Civil and Sanitary Engineering. *Massachusetts Institute of Technology 1939 et Proceedings ASTM*, vol. 39, 1939.
- [55] TAYLOR (D. W.), Fundamentals of soil Mechanics, 1948 (New-York, Wiley).
- [56] TERZAGHI (K.), Théorie du tassement des couches argileuses, 1939 (Paris, Dunod).
- [57] TERZAGHI (K.), Theoretical soil mechanics, 1943 (New-York, Wiley).
- [58] TERZAGHI (K.) et PECK (R.), Soil Mechanics in engineering Practice, 1948 (New-York, Wiley).
- [59] TORRE, Influence de la contrainte moyenne principale sur l'écoulement et la rupture. *Osterreichisches Ingenieur Archiv*, 1945-1946.
- [60] TSCHBOTARIOFF, Soil mechanics. Foundations and earth Structures, 1947 (New-York, Wiley).
- [61] TSCHBOTARIOFF et BAYLISS, Determination of the shearing strength of varved clays and of their sensibility to remolding 1948. *Proceedings Rotterdam*, vol. 1, p. 203-207.
- [62] VERDEYEN, Mécanique du sol et fondations, 1947 (Paris, Eyrolles).
- [63] WYART (J.), Cours de minéralogie, 1950 (Paris).

ANNEXE I

Analyse granulométrique et densimétrique.

Cet essai est effectué par tamisage au moyen de la série de tamis normalisés jusqu'aux dimensions de 0,1 mm et poursuivi au delà par application de la loi de Stokes à une suspension du matériau en cours de sédimentation.

Les résultats, donnés en pourcentage du poids sec, sont reportés sur des graphiques, avec, en abscisses, à l'échelle logarithmique, le diamètre des grains exprimé en ouverture ronde de passoire et, en ordonnées, à l'échelle linéaire, le pourcentage des grains dont les dimensions sont inférieures ou égales à l'abscisse correspondante.

Teneur en eau naturelle.

C'est le rapport du poids d'eau contenue dans un échantillon au poids sec de celui-ci, après dessiccation à l'étuve à 105° C.

Densité apparente.

La densité apparente est le poids du matériau contenu dans l'unité de volume.

— La densité « sèche » d_s est le poids du matériau sec contenu dans l'unité de volume.

— La densité « humide » d_h est le poids du matériau, eau comprise, contenu dans cette même unité de volume.

Poids spécifique.

C'est le poids de l'unité de volume des grains du matériau supposé sans vides.

ANNEXE II

Limites d'Atterberg.

Ce sont les teneurs en eau correspondant à des états physiques bien déterminés du matériau.

La limite de liquidité L. L. est la teneur en eau au-dessus de laquelle le matériau se comporte comme un semi-liquide et s'écoule sous son propre poids.

La limite de plasticité L. P. est la teneur en eau au-dessous de laquelle le matériau ne subit plus de déformations plastiques et devient friable.

L'indice de plasticité I. P. est la différence entre ces deux limites; il caractérise le domaine de comportement plastique du matériau.

Les limites d'Atterberg sont déterminées sur la fraction du matériau de dimensions inférieures à 0,5 mm.

Limite de retrait.

C'est la teneur en eau au-dessous de laquelle le matériau se dessèche sans diminuer de volume.

Limite de saturation.

C'est la teneur en eau à partir de laquelle l'eau ne pénètre plus dans le matériau et ruissellerait si celui-ci était en pente.

ANNEXE III

Compressibilité et perméabilité.

L'essai de compressibilité est effectué à l'oedomètre. Dans cet appareil, l'échantillon, placé entre deux pierres poreuses, est soumis, par l'intermédiaire d'un piston, à des pressions successivement croissantes, puis décroissantes. Sous chacune des charges, on mesure l'enfoncement du piston à l'aide de comparateurs au 1/100 de mm, après avoir attendu que l'échantillon soit stabilisé sous la charge.

Les résultats obtenus sont reportés sur un graphique, avec en abscisse, à l'échelle logarithmique, les pressions normales appliquées, et en ordonnée, à l'échelle linéaire, l'indice des vides correspondant ⁽¹⁾.

Le même essai permet de mesurer le coefficient de perméabilité de l'échantillon par écoulement d'eau à travers le matériau, sous un gradient donné.

La variation du coefficient de perméabilité est également reportée sur les graphiques.

ANNEXE IV

Coefficient de perméabilité.

Le coefficient de perméabilité K, défini par la loi de Darcy, est le rapport du débit au produit de la section par le gradient hydraulique.

La mesure est effectuée à l'aide du perméamètre classique de Terzaghi, par écoulement de l'eau à travers l'échantillon de section S. Avec un débit Q sous un gradient hydraulique i , on a $Q = K \cdot i \cdot S$.

⁽¹⁾ L'indice des vides est défini comme le rapport du volume des vides au volume des grains.

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la Faculté

LA CORROSION DANS LES SOLS

Vu et approuvé :

Paris, le 25 Mai 1952.

Le Doyen de la Faculté des Sciences,
A. CHATELET.

Vu

et permis d'imprimer :

Le Recteur de l'Académie
de Paris,

Jean SARRAILH.

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e.

13.586-1-53

ARRAULT ET C^{IE}

[Maîtres Imprimeurs à Tours (France).

[[Dépôt légal : 1^{er} trimestre 1953.

(Reproduction interdite.)